

# 履歴型桁連結装置の既設桁橋耐震補強への 適用に関する研究

平成 20 年 9 月

おかもと やすひろ

岡本 安弘

# 目次

## 本論文で用いた主な記号および用語・略語一覧

第 1 章 緒論 .....	1
1.1 本研究の背景 .....	1
1.2 本論文に関連する既往の研究 .....	2
1.3 本研究の目的および概要 .....	3
参考文献 .....	7
第 2 章 履歴型桁連結装置の単純桁橋への適用 .....	8
2.1 まえがき .....	8
2.2 有限要素法モデル .....	10
2.3 鋼製ペローズの非線形特性の解析 .....	13
2.4 地震応答解析 .....	15
2.4.1 解析モデルと計算条件 .....	15
2.4.2 2 径間モデルに従来タイプの固定支承を用いた場合の応答解析 .....	16
2.4.3 2 径間モデルに鋼製ペローズを用いた場合の応答解析 .....	16
2.4.4 3 径間モデルに鋼製ペローズを用いた場合の応答解析 .....	18
2.4.5 4 径間モデルに鋼製ペローズを用いた場合の応答解析 .....	21
2.5 等価線形化法による予備設計法 .....	23
2.5.1 上部構造モデル .....	23
2.5.2 有限要素法モデル .....	23
2.5.3 応答スペクトル解析 .....	28
2.5.4 時刻歴応答解析 .....	33
2.6 まとめ .....	41
参考文献 .....	42
第 3 章 履歴型桁連結装置の連続桁橋への適用 .....	43
3.1 まえがき .....	44
3.2 解析モデルと計算方法 .....	44
3.2.1 対象とした解析モデル .....	44
3.2.2 有限要素法モデル .....	46
3.2.3 応答スペクトル解析モデル .....	47
3.3 応答スペクトル解析 .....	48

3.3.1	橋軸方向.....	48
3.3.2	橋軸直角方向.....	50
3.4	時刻歴応答解析.....	52
3.4.1	橋軸方向.....	52
3.4.2	橋軸直角方向.....	55
3.5	まとめ.....	60
	参考文献.....	63
第4章	履歴型桁連結装置の既設桁橋への適用.....	64
4.1	まえがき.....	64
4.2	履歴型桁連結装置と設置対象橋梁の概要.....	64
4.3	本装置の設計手法.....	65
4.3.1	ヒューズ機能付き支承.....	65
4.3.2	鋼製ベローズ.....	67
4.3.3	橋梁全体系.....	68
4.4	既設桁橋に本装置を適用する際の制約条件の検討.....	72
4.4.1	本装置の設置空間に起因する条件.....	72
4.4.2	既設桁橋の耐荷力に起因する条件.....	74
4.5	本装置の試設計.....	75
4.5.1	ヒューズ機能付き支承の試設計.....	75
4.5.2	鋼製ベローズの試設計.....	78
4.5.3	非線形時刻歴応答解析による試設計.....	81
4.6	活荷重による影響評価.....	90
4.6.1	桁への影響.....	91
4.6.2	鋼製ベローズへの影響.....	92
4.7	まとめ.....	94
	参考文献.....	94
第5章	結論.....	96
	謝辞.....	99
	本研究に関する著者の公表論文.....	100

## 本論文で用いた主な記号および用語・略語一覧

### 1. 主な記号

$a$	: 支承位置における上部構造と橋脚との最大相対変位
$ap_t$	: 橋脚の橋軸直角方向の応答加速度
$b_s$	: ベロースの円弧に沿った軸方向長さ
$C$	: 等価粘性減衰係数
$\mathbf{C}$	: 減衰マトリックス
$C_D$	: 減衰常数別補正係数
$d_k$	: 各主桁位置と一本のはりにモデル化されたはり要素位置との橋軸直角方向の距離
$F_x$	: 鋼製ベロースの橋軸方向力
$G$	: せん断弾性係数
$H$	: ベロースの高さ
$H_F$	: 落橋防止装置としての設計水平力
$h$	: 減衰比（モーダルダンピング）
$h_B$	: 等価減衰定数（応答スペクトル解析）
$\mathbf{J}$	: 地震入力方向ベクトル
$\mathbf{K}$	: 剛性マトリックス
$L$	: 伸縮桁長
$\Delta L_T$	: 伸縮装置の設計伸縮量
$k$	: 等価剛性（応答スペクトル解析）
$k_H$	: 設計水平震度
$\mathbf{M}$	: 質量マトリックス
$P_u$	: ヒューズ装置の破断耐荷力
$P_y$	: ベロースの降伏耐荷力
$P_{\delta=10}$	: 鋼製ベロースの耐荷力
$R$	: ベロースの半径
$R_d$	: 上部構造死荷重反力
$S_B$	: 桁遊間
$S_{ky}$	: ベロースのせん断剛性
$T$	: 固有周期
$t$	: ベロースの板厚
$U_{\max}$	: 支承の最大変位
$U_{\max,aim}$	: 桁の橋軸方向の最大応答変位の目標値
$U_x$	: 鋼製ベロースに与える橋軸方向強制変位

$u$	: 地表面に対する相対変位ベクトル
$u_T$	: 橋脚下端位置の地表面変位を含む全変位ベクトル
$u_1$	: 一本のはりにモデル化されたはり要素の左端の橋軸方向変位
$u_{1k}$	: 各主桁位置の橋軸方向変位
$u_g$	: 地表面変位
$u_u$	: ヒューズ装置の破断時の橋軸方向変位
$u_y$	: 鋼製ペローズの降伏変位
$u_{y,aim}$	: 鋼製ペローズの降伏変位の目標値
$\beta$	: 各振動モードの励振係数
$\zeta$	: 減衰定数
$\mu$	: 静止摩擦係数
	: 全体座標系 $x$ 軸と地震波の入力方向とのなす角度
$\kappa$	: 有効せん断断面係数
$\sigma_y$	: 降伏応力
$a$	: 許容せん断応力度
$ce$	: 一定振幅応力に対する打切り限界としてのせん断応力範囲
$max$	: 溶接取り付けされた部材の溶接線方向の最大せん断応力範囲
$\varphi_1$	: 一本のはりにモデル化されたはり要素の面外曲げ回転角
$\varphi$	: 上部構造の振動モード成分
$\omega$	: 基本固有円振動数

## 主な用語・略語

アイソレーター	: 水平方向に上部構造を柔らかに支持することで固有周期を長くし、地震力を低減することを目的とした装置
ダンパー	: 地震時に生じる振動のエネルギーを吸収することを目的とした装置
落橋防止システム	: 地震による上部構造の落下を防止することを目的として、桁かかり長、落橋防止構造、変位制限構造、および段差防止構造から構成される構造の総称
強地震動	: 一般的には道路橋示方書で規定されるレベル2地震動を示すが、ここでは発生頻度が極めて低いマグニチュード7級の内陸直下型地震による地震動
道路橋示方書	: 道路橋示方書・同解説の略
塑性ヒンジ長	: 道路橋示方書で規定された、終局水平変位を算出するために設定する塑性ヒンジの部材軸方向の長さ

## 第 1 章 緒論

### 1.1 本研究の背景

兵庫県南部地震では、道路橋が大きな被害を被ったが、その主因は、作用した地震力が、建設時の設計地震力をはるかに上回ったことである。この教訓から、その後の道路橋示方書では、たとえ再現期間が千年以上であるとみなされても、当該地点での最大級の地震動（レベル 2 地震動）を対象とした、耐震設計を実施することが規定された。さらに、重要度の高い橋梁では、最大級の地震動を被った後も、比較的軽微な被害にとどまり、早期復旧が可能であるとの耐震性能が要求されるようになった。従来の弾塑性耐震設計法で、このような地震動に対する耐震性能を実現させようとする、大きな塑性率を採用するのが困難となり、構造体の必要強度が極めて高くなり、建設コストが著しく増大する。そのため、構造体に発生する地震力に直接耐えるのではなく、発生する地震力そのものを低減するための構造上の工夫が重要である。

そこで、地震入力エネルギーを集中して吸収する部材を設置し、地震による振動を低減することにより、それ以外の部材への作用力ならびに損傷をできるだけ低減できる制震性向上策の採用が増えてきている。近年、さまざまな免震構造・制震構造が研究・開発されている。また、動的解析など、設計手法の進展にもめざましいものがある。

免震構造は、構造物の固有周期を長くし、支持地盤と構造物との共振を避ける目的で設置される。兵庫県南部地震以前から、鋼橋分野での適用例は少ないものの、免震構造に関する研究は行われていた。道路橋示方書で、免震構造は、免震支承のことを示しており、安定した鉛直支持と長周期化のための柔な水平剛性とを有するアイソレーターとしての機能、およびエネルギー吸収能を有するダンパーとしての機能を併せ持つ。最近の新設橋梁では、免震支承の採用が大幅に増加している。しかし、長周期化に伴い上部構造の応答変位が増大するため、強地震時には隣接する桁間で桁端衝突が生じやすくなるという問題が指摘されている。

制震構造は、構造物の振動に減衰を付与する目的で設置される。兵庫県南部地震以前では、鋼橋分野への適用例はほとんどなかったが、近年、建築分野での適用例をもとに、鋼橋分野へ適用した研究が行われ、ダンパーをアーチ橋やトラス橋の対傾構、あるいは横構として用いたり、鋼製橋脚のブレースや横梁に用いたりすることでその有効性が実証されつつある[1.1][1.2][1.3]。桁橋については、免震支承に減衰性能を付与し、制震も行えるようにしている場合がほとんどである。しかし、応答変位を抑制するためには、大型で割高な支承を採用する必要がある、支承のコストが建設コストの 1 割程度以上になるといわれている。また、既設橋梁の耐震補強では、寸法の制約や桁端部周辺の改造コスト増などの既設構造に起因する条件制約により、採用が困難な場合が多い。

また、現在の道路橋示方書では、これらの免震・制震構造を採用する場合には、動的照査法により、精度の高い検討を行うことが義務づけられている。そのため、動的解析に用いられるモデルや手法に関する研究が進み、動的解析ツールが整備されつつある。現在、さまざまな免

震構造・制震構造が研究・開発されているが、それと併せて、設計者に、その動的挙動を容易に検証できる設計ツールを提供できなければならない。

一方、このような耐震設計を行っても、想定を越える強地震動や地盤の破壊など、不測の事態が生じる可能性がある。これに対するフェイルセーフ機構として、道路橋示方書では、落橋防止システムに関する規定が示されている。この落橋防止システムを構成する落橋防止構造には、橋軸方向だけでなく、橋軸直角方向への移動にも追従する性能と、地震による衝撃力を緩和する性能が求められている。これは、既往の震災事例では、橋軸直角方向の変位や衝撃的な地震作用力が原因と推測される桁の破損が多くみられたためである。現在、橋軸方向の落橋防止構造としては、ケーブル連結型とゴム系材料を緩衝材としたストッパー型が主流である。橋軸直角方向の装置としては、橋軸方向の装置に追加して、あるレベルの地震動まで変位を拘束するストッパー型の装置を設置している。そのため支点まわりの付属構造物が多数、複雑に設置されることにより、機能上および維持管理上、障害になる場合がある。ゴム製の緩衝材が一般的であるが、エネルギー吸収量が小さく、性能にばらつきが多いため、エネルギー吸収量が大きく、安定した性能を示す鋼製の緩衝材に対する関心が高まっている。

耐震補強工事が困難な場合への適用可能性もある。河川上の既設橋梁の耐震補強を行う場合、鋼板巻立て等の橋脚補強は、河川内の施工空間や濁水時期、河川環境への影響など、河川特有の制約条件があり、施工が困難でコスト高になる場合が多い。そこで橋脚補強をせずに耐震性を向上するための対策としても適用が考えられる。

## 1.2 本研究に関連する既往の研究

免震構造を採用する場合に、強地震時に隣接する桁間で桁端衝突が生じやすくなるという問題に対しては、以下の観点で各種の研究がなされている。

### 1) 衝突を避ける方法

特に寸法上の制約のない橋梁の場合には、免震設計による最大応答変位に対して、十分な桁遊間を確保すれば、桁の衝突は回避できる。その反面、伸縮装置が非常に大型化し、著しく不経済になるとともに、維持管理、走行性、振動、騒音などが問題となる場合も生じる。そこで、レベル1地震動に対応した伸縮装置を用いて、レベル2地震動の作用時には、伸縮装置を取り付けたスライド版もしくは床版スライド部が、伸縮装置の遊間が閉じる前に橋体の衝突により弾かれてスライドし、後方で変位を吸収する構造が開発され[1.4]、試験施工[1.5]されている。しかし、この方法も、既設橋梁に対しては、本体構造部分に大規模な改造を伴い、必ずしも経済的とはいえない。

### 2) 衝突を緩和する方法

道路橋示方書・同解説 耐震設計編によれば、免震橋では、桁の衝突を許容していない。免震橋以外の橋で桁の衝突を考慮するときは、衝突力による桁端部あるいは橋台の損傷によって

耐震性能が低下しないよう注意する必要がある．動的解析により，橋全体系の地震時挙動を適切に評価し，局所的に大きな力が生じないことを確認するか，衝突部に緩衝材を設置して衝突力を緩和させるなど，構造的な対応が提案されている[1.6][1.7][1.8]．しかしながら，桁の衝突を緩和する手法は，やむを得ない場合の措置であり，桁を衝突させないことが基本である．

次に，制震構造を採用する場合に，寸法制限などにより免震支承が設置できないときの対策として，免震支承のアイソレーター機能とダンパー機能とを別々の構造にしたものが研究されている．アイソレーター機能（鉛直支持と水平移動）は，よりコンパクトに設計された支承が受け持ち，ダンパー機能（エネルギー吸収と変位抑制）は，支承とは別構造の，ダンパー装置が受け持つ．アイソレーターとして，減衰を考慮しないゴム支承や鋼製支承の使用を前提に，桁と下部構造を連結するダンパーには，粘性材料や鉛などを用いたピストン構造が研究されている[1.9]．最近では，すべり摩擦型の支承と水平力を受け持つダンパー（主にゴムバッファ構造）を組合せたシステムの研究も行われている[1.10][1.11]．これらのダンパーは，橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ必要となるため，設置数が多くなり，配置上の制約を受ける．また，機械的な構造を採用したり減衰効果の高いゴムを使用したりするため，ダンパー装置が高価格となり，コスト低減効果はそれほど期待できない．

落橋防止構造については，例えば，鋼製の緩衝材については，鋼製パイプを用いた実験[1.12]や，ピン径より小さいスリットをピンが通り抜けるときにエネルギー吸収を行う鋼製連結板の研究[1.13]などがある．しかし，これらはいずれも橋軸方向と橋軸直角方向の2方向の変位に対応できるものではない．2方向の変位に単一の構造で対応できる装置に関する研究はほとんど行われていない．

河川上の既設橋梁に対する耐震性向上策であるが，このような橋梁は一般的に，両側を剛性の高い橋台に挟まれており，橋軸方向の地震動に対しては，橋台の抵抗が期待できる．したがって，反力分散設計，あるいは免震設計により，橋脚に作用する地震時水平力を制御することにより，橋脚の補強を最小限にできる可能性がある．

### 1.3 本研究の目的および概要

本研究では，先に述べた既往の状況から，以下の課題を解決することを目標とした．

- （１）桁遊間を大きくせずに桁間衝突を避けるための，コンパクトで経済的な制震装置の考案
- （２）2方向の変位に対応可能な鋼製の落橋防止装置の考案
- （３）地震力を緩和させて既設橋脚の耐震補強をなくし，余力のある橋台部などに伝える設計



## 手法の確立

(1) および(2)に示したような、ダンパー機能(エネルギー吸収と変位抑制)と落橋防止機能を鋼製部材で実現するために、新しい沈埋トンネルの耐震可撓継手への採用が検討されていた鋼製ベローズを考えた。ベローズ(Bellows)は、「ふいご」「蛇腹」と訳される。配管分野では、金属で製作した筒状のものにひだを設け、伸縮性・気密性・ばね剛性を持たせたものをベローズと称しており、パイプラインなどの小口径の配管において、温度変化や地震時による変位が吸収可能な伸縮継手として多用されている。兵庫県南部地震でもベローズを用いた配管に被害がなく、高い変形吸収性能を有することが確認されている。土木構造物としては、沈埋トンネルの耐震可撓継手への適用が研究されている[1.14](図 1.1)。この背景のひとつには、従来のゴムガスケットやPC ケーブルを用いた方式などに比較して、鋼製であることから、加工製作の品質保証、設計方法、および防食方法が既に確立されていること、さらには、経済的にも優れていることがあげられる。文献[1.15]の疲労試験から得られた荷重-変位履歴曲線から、ベローズが、トンネル軸方向のほかトンネル軸直角方向にも、エネルギー吸収性能を有する結果が示されている。ベローズを鋼橋に適用する場合には、桁と桁あるいは桁と橋台を柔に連結する構造となることから、強地震にも破断しないように設計すれば、ベローズを落橋防止装置として兼用できる。表 1.1 に示す断面形状の中から、曲げ加工した半円筒状の鋼板を二重に用いた構造(a-2)を対象に、鋼製ベローズによるエネルギー吸収型(以下、履歴型と称する)桁連結装置を考案した。実構造への適用上、図 1.2 に示すように、対象構造(主桁ウェブなど)を挟み込むような形状としている。

(3) に対する手法の1提案として、支承ヒューズの適用を考えた。既設橋梁において耐震補強を行う場合、支承条件の変更あるいは地震時水平力の増加により橋脚には設計時よりも過大な曲げモーメントが作用する。これに対し橋脚の補強が困難な場合、水平力の制御法のひとつとして考えられたものが支承ヒューズ論である。基本的な考え方は下記のとおりである。

- 1) 支承の可動/固定条件は変更せず、レベル1地震動までは、橋脚の耐荷力を超えないようにする。
- 2) レベル2地震動に対しては、固定支承の固定金具を切断し、可動支承とすることにより橋脚への水平力を抑制する。増大する上部構造応答変位を耐荷力に余裕のある橋脚あるいは橋台にダンパーを設置し、その剛性と減衰能により抑制する。

この手法のポイントは、固定金具が、レベル1地震動を超えてレベル2地震動に至るまでの想定した時期に確実に切断できると、切断後も鉛直支持機能が維持されることである。また、すべての支承が可動になった場合でも、桁の変位を所定の遊間内に抑制できるダンパー機能を有する装置が必須となる。

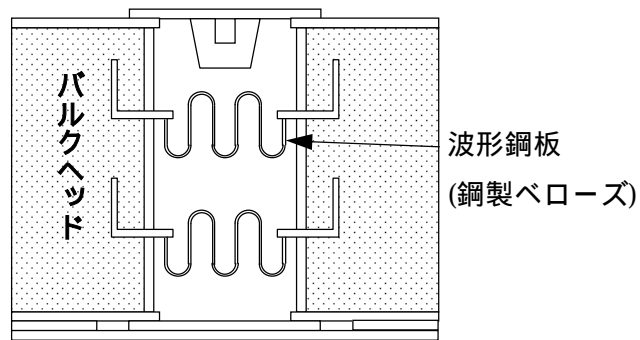


図 1.1 波形鋼板継手（鋼製ベローズ）の構造[1.14]

表 1.1 ベローズ断面形状

断面形状	1.一重	2.二重	3.三重
a.半円形			
b.山形			
c.矩形			
d.その他 (並列)			

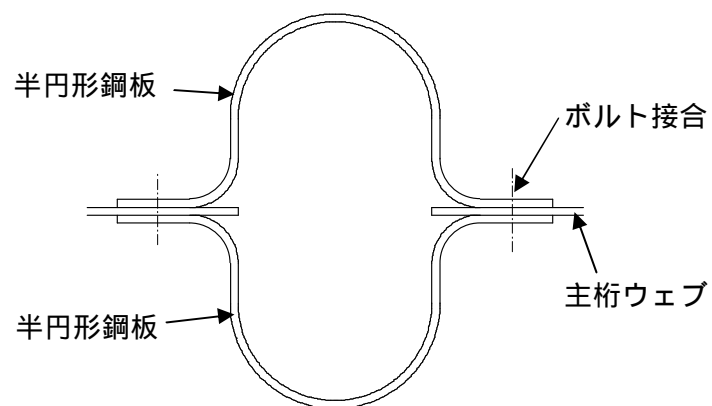


図 1.2 鋼製ベローズの断面図

本論文は、5章から構成されている。各章の内容を以下に要約する。

第1章では、本研究の背景および関係する既往の研究について述べ、研究の目的を明記するとともに概要をまとめている。

第2章では、第1章で述べた機能をもつ制震装置の適用性を解析的に検討している。ここでは、単純鋼桁が連続する鋼製橋脚を含む橋梁系の橋軸方向を対象に、鋼製ペローズとヒューズ機能付き支承を組合せた制震装置のモデル化を行い、このモデルを用いて有限要素法による非線形時刻歴応答解析を実施している。そして、本制震装置が強地震動に対する有効な手段になりうることを示している。そして、複数の鋼桁が連続設置される場合の鋼製ペローズの耐荷力の設定について方針を示している。さらに、このような鋼製ペローズの諸元を決定する設計初期段階での有効な手法として、等価線形化法による応答スペクトル解析を利用する手法を提案している。

第3章では、両端が橋台で挟まれた鋼3径間連続桁橋を対象に、有限要素法を用いた数値解析を行い、本制震装置を連続桁橋へ適用する場合の有効性と鋼製ペローズの設計方針を示している。ここでは、ヒューズ機能付き支承ではなく、通常地震時水平力分散支承を用いている。また、鋼製ペローズは橋台と桁との間に設置している。中間橋脚には震度法レベルおよび保有水平耐力法で設計したRC単柱橋脚および壁式橋脚を用いている。さらに、橋軸方向の検討に加えて、橋軸直角方向の耐震性能に対しても検討している。また、ここでも、等価線形化法による応答スペクトル解析手法の利用について検討を行っている。

第4章では、本制震装置の既設桁橋の耐震補強への適用性を検討している。まず、既設桁橋の耐震性を向上する際の制約条件を整理し、これをクリアするための試設計を実施している。試設計に際しては、本装置の設計ツールとして開発した、橋軸方向と橋軸直角方向との慣性力を同時に作用させることができる非線形時刻歴応答解析プログラムを用いている。そして本装置が橋軸方向だけでなく、橋軸直角方向の強地震動に対しても有効であり、震度法（レベル1地震）で設計された橋脚を補強することなく耐震性を向上できることを示している。さらに、ヒューズ付き支承のヒューズ機能作動時期のばらつきによる影響や、常時の活荷重作用下における鋼製ペローズの既設桁橋への影響など、実際に適用する際の問題点について検討を行っている。

第5章では、本研究で得られた研究成果をまとめている。

## 参考文献

- [1.1] 家村浩和，足立幸郎：免震・制震手法による長大橋の耐震補強，免震・制震手法による構造物の耐震補強シンポジウム，日本学術振興会，pp.49-62，2003.1.
- [1.2] 金治英貞，鈴木直人，美濃智広：長大ゲルバートラス橋の耐震補強における履歴型ダンパー最適配置検討とその結果，土木学会第 58 回年次学術講演論文集，pp.73-74，2003.9.
- [1.3] 四條利久磨，森下邦宏，川島一彦，浦辻和幸，田中和人：ダンパーブレースによる新王渡橋（仮称）の耐震性向上，土木学会第 58 回年次学術講演論文集，pp.65-66，2003.9.
- [1.4] 橋田明良，遠藤敏雄，作山朋明，飯土井剛：大地震に対応した伸縮継手を小型化することができるスライド式橋梁衝突緩衝装置の開発，復建技術コンサルタント・テクニカルレポート，2003.
- [1.5] 近藤益央，運上茂樹，大住道生，久保茂己：免震橋梁に適用する変位吸収システムの実施例 天野川高架橋，免震・制震コロキウム講演論文集，Vol.2，土木学会，pp.217-224，2000.11.
- [1.6] Jankowski, R., Wilde, K. and Fujino, Y. : Pounding of Superstructure Segments in Isolated Elevated Bridge during Earthquakes, Proceedings of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.27, pp.487-502, 1998.
- [1.7] 川島一彦，庄司 学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果，土木学会論文集，No.612 / I -46，pp.129-142，1999.1.
- [1.8] 島ノ江哲，長谷川恵一，川島一彦，庄司学：衝撃力を受けるゴム製緩衝装置の動的特性，土木学会論文集，No.675 / I -55，pp.219-234，2001.4.
- [1.9] 斉藤次郎，佐藤英和，横川英彰，宇野裕恵，牧口 豊，下田郁夫：摩擦型履歴ダンパーの適用とその実例，第 6 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.225-230，2003.1.
- [1.10] 伊津野和行，袴田文雄，中村一平：機能分離型支承装置の動特性と設計手法に関する研究，土木学会論文集，No.654/I-52, pp.233-244, 2000.7.
- [1.11] 大塚久哲，田中弘紀，横川英彰，金山 亨，清水晋作，夏 青：低摩擦すべり支承を有する連続桁橋の耐震性に関する一考察，構造工学論文集，Vol.51A，土木学会，pp.613-620, 2005.3.
- [1.12] 都築昭夫，長嶋文雄，中田宏司，金子 修，大竹省吾：鋼製緩衝材の荷重変形特性に関する実験的検討，鋼構造年次論文報告集，第 7 巻，pp9-14，1999.11.
- [1.13] 小畑 誠，栗原位充，後藤芳顯：高エネルギー吸収型耐震連結板の強度および変形特性，土木学会論文集，No.612 / I -46，pp239-249，1999.1.
- [1.14] 清宮 理，河野博通，加藤さやか：波形鋼板を用いた沈埋トンネルの柔継手の効果，構造工学論文集，Vol.45A, pp.793-800, 1999.3.
- [1.15] 戸田和彦，花城盛三，清宮 理，北澤壮介，瀧川浩之：沈埋トンネル用ベローズの軸方向およびせん断方向疲労試験，構造工学論文集，Vol.46A2，土木学会，pp.939-946, 2000.3.

## 第2章 履歴型桁連結装置の単純桁橋への適用

### 2.1 まえがき

兵庫県南部地震後に改訂された平成8年度版道路橋示方書耐震設計編[2.1]では、あらたに、第14章に地震の影響の低減を期待する構造の章が設けられ、十分な安全性の確認を前提に、地震力を低減できる耐震設計法の提案の可能性を示している。その一方法として、発生確率が高い中小地震に対しては、支承は健全に機能するように設計し、タイプⅠ（プレート境界型）およびタイプⅡ（直下型）のような発生確率が低い強地震に対しては、支承を一種のヒューズメンバーとして意図的に切断させ、橋脚に作用する上部構造の慣性力を限定したものにしようとする考え方[2.2]がある。この場合、支承切断後は、上部構造の水平力を別の部材で分担させ、支承の損傷が他の部材に大きな損傷を与えないようにすることが重要になる。具体的には、変位制限構造や落橋防止構造により、強地震時にも桁かかり長を越えないよう（可能であれば隣接する桁間の衝突が生じないように）上部構造の変位を限定された範囲内に抑える必要がある。

これまで、落橋防止用桁間連結板にスリットを設けて、変形性能を高めエネルギー吸収型に改良する提案を行い、その強度や変形特性を論じた研究[2.3]がある。また、落橋防止構造にゴム製緩衝構造を設け桁間衝突の影響の低減効果を検討した研究[2.4]や、孔あきゴムの圧縮変形を利用した地震時反力分散装置の効果を動的応答解析により検討した研究[2.5]などがある。しかし、これらは、反力分散型のゴム支承に支持された連続桁を対象にしており、支承をヒューズメンバーとして用いて、その切断後の橋全体系の動的応答を論じた研究はあまり見られない。

本章では、単純鋼桁橋が2連以上連続する鋼製橋脚を含む全体モデルを対象に、上部構造同士との衝突、支承や落橋防止構造、鋼製橋脚等の非線形挙動に注目した動的応答解析を行い、発生確率が低い強地震に対して支承をヒューズメンバーとして意図的に切断させ、その後は落橋防止構造を兼ねる鋼製ベローズにより上部構造の変位と慣性力を抑える制震構造の応答特性および有効性を調べる。図2.1には、上部構造間を結合する鋼製ベローズを示す。図2.2には、鋼製ベローズの立体図を示す。鋼製ベローズは厚さは1cm～3cm、円筒部の直径は20cm～50cmの鋼板を半円筒状に曲げ加工したものを2枚1組にした簡単な構造で、製作は容易である[2.6]。鋼製ベローズは、支承切断後の上部構造の衝突を緩和し、塑性変形によるエネルギー吸収により上部構造慣性力を低減させ、水平震度で0.4～0.5程度の低い保有水平耐力しかない橋脚で構成される上部構造・橋脚システムに強地震動が作用した場合にも、全体として軽微な損傷に留めることを最大の狙いとしている。本章では、桁の橋軸方向の挙動を対象にしており、橋軸方向に支承を切断させた後も、橋軸直角方向と鉛直方向は、支承の支持機能は健全なまま保持されるとしている。上部構造・支承・橋台・鋼製橋脚の全体を対象に、橋軸方向に着目し、2次元の非線形時刻歴応答解析を行う。入力地震波として、道路橋示方書の2種地盤のタイプⅠ（プレート境界型）およびタイプⅡ（直下型）の強地震に対する応答スペクトルを満足するよう実

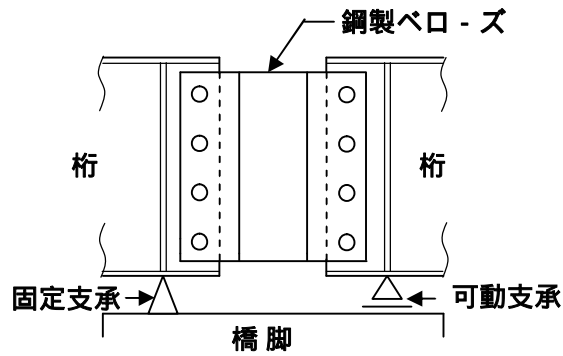


図 2.1 上部構造間を結合する鋼製ペロースの例

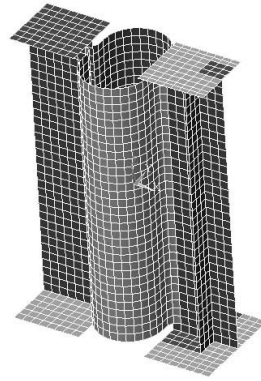
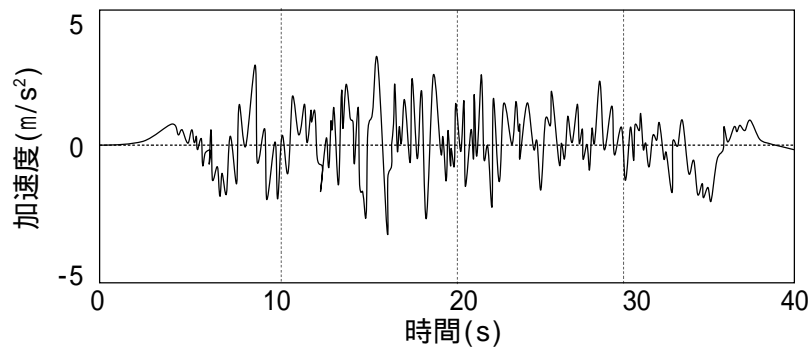


図-2.2 鋼製ペロースの立体図

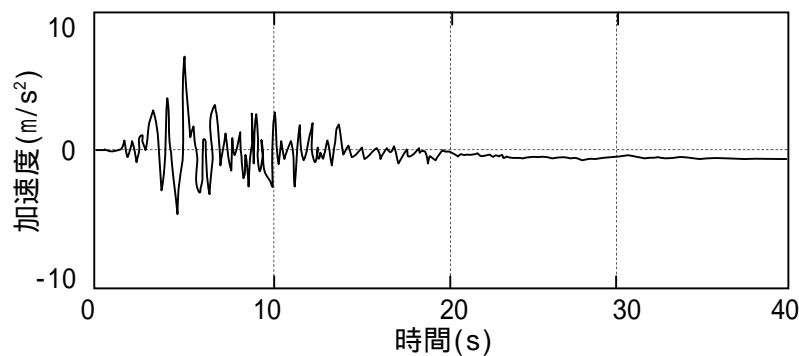
地震波を修正した波形[2.1] を使用する．タイプⅠおよびタイプⅡそれぞれに用意されている 3 種の地震波を用いた計算を数ケース行い，その結果に大差がなかったことから，鋼製ペロースの変形や橋脚変位に対し，3 種の地震波より最も大きい応答値を与える加速度波形を選んだ．用いた加速度波形を図 2.3 に示す．

また，この装置を実橋に適用する場合，橋梁形式に合わせ個別に鋼製ペロースを設計するのは，コストや設計期間の面から得策ではない．そのため数種の耐荷力の異なるペロースを用意しておき，これらを適切に組合せて用いることになる．その適切な組合せ方法を検討する場合，非線形時刻歴応答解析を繰り返しているようでは，多大な時間と労力とが必要となる．本章では，等価線形化法による応答スペクトル解析を利用して，単純鋼桁橋が 2 連以上連続する鋼製橋脚を含む橋全体系の履歴型落橋防止構造としての鋼製ペロースの最適な耐荷力の組合せを決定する設計手法を提案する．また，応答スペクトル解析と非線形時刻歴応答解析の応答解析手法の違いによる応答特性の相違についても検討を行う．

これらの解析プログラムには，汎用有限要素法解析パッケージ ANSYS (ver5)[2.7]を用いた．



(a)タイプⅠ（プレート境界型）



(b)タイプⅡ（直下型）

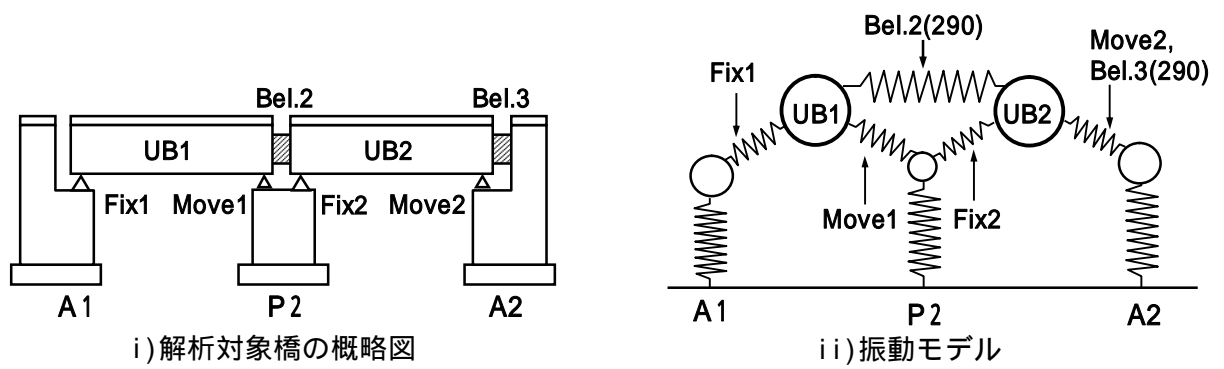
図 2.3 計算に用いた地震波形

## 2.2 有限要素法モデル

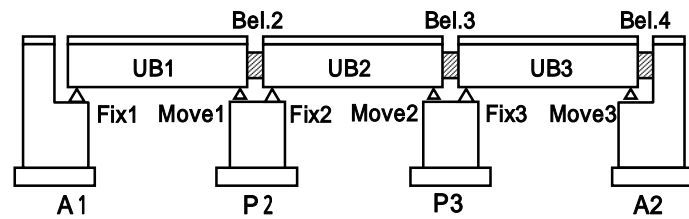
上部構造は、上下線とも 2 車線の幅員 25m、主桁間隔 3.4m の 8 本主桁とした。基礎地盤は都市部で一般的な 2 種地盤（沖積層）としている。1 支間の上部構造死荷重は 9,200kN（主桁 1 本あたり 1,150kN）になる。本解析では、支承と鋼製ペローズや橋脚の非線形挙動および上部構造や橋脚に生じる橋軸方向変位等に着目しているので、上部構造は、慣性質量のみ考慮した。各支間では、それぞれ同じ条件の上部構造が橋脚に支持されていると仮定した。実際の計算では、橋軸方向面内の 2 次元モデルとしているので、8 本の主桁をまとめて一つのマス要素に置き換えている。

図 2.4 には、2 径間、3 径間、および 4 径間の場合の解析モデルを示す。同図で、UB は上部構造を、Fix は固定支承を、Move は可動支承を、Bel. は鋼製ペローズを意味している。また、Bel. の括弧内の値は後述の鋼製ペロ - ズ耐荷力（ $P_{\delta=10}$ ）を示す。

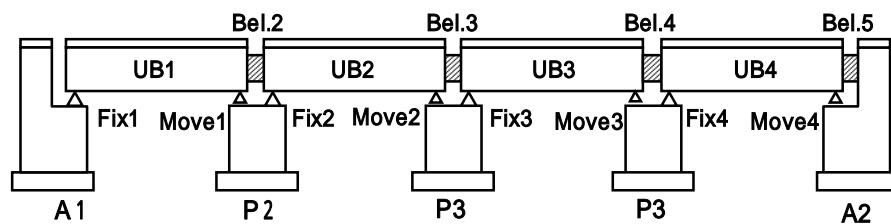
支承は固定側および可動側ともに、鉛直方向の支持条件に関しては線形ばねとした。固定側支承の橋軸方向は、線形ばねとした場合と、想定した切断時刻で剛性を失うようなヒューズ機



(a) 2 径間モデル



(b) 3 径間モデル



(c) 4 径間モデル

図 2.4 応答計算に用いた解析モデル



能を追加した場合の 2 種類を考えた．この解析には，要素の birth and death 機能（特定の線形要素を指定した時刻で有効あるいは無効にできる機能）を利用した．この解析方法では，想定した切断時刻で支承を表現するばね要素両端の上部構造と橋脚とに作用していた支承要素力が瞬時に開放されることになる．応答解析では，各計算ステップで，力の釣り合い条件を満足するよう収束計算を行っている．そのため，本モデル化では，上部構造と橋脚とに大きな加速度が生じるが，実際の支承の切断は，このように瞬時に生じることはなく，切断は段階的に進展すると考えられる．

支承の切断をより正確に表現するのは構造のディテールの具体化とあわせ今後の課題として，本解析では，取り扱いの容易な瞬時の切断を想定した．その結果，橋脚に作用する地震力は，支承の切断が段階的に進展する場合より大きめの値となる．可動側支承および支承切断後の固定側支承にも，摩擦係数  $\mu=0.1$  の橋軸方向の摩擦抵抗を考慮し，履歴型の荷重変位曲線を有する非線形ばね要素を用いた．図 2.5 には，摩擦抵抗を表す履歴型の荷重変位曲線を示す（ $R_d$  は死荷重反力）．上部構造（UB）間および上部構造と橋台（A2）間の伸縮継ぎ手部では，図 2.6 に示す荷重変位曲線の非線形ばねにより上部構造間および上部構造と橋台間の衝突を表現した．遊間  $S_B$  は，温度伸縮のみを考慮した 3.6cm とした．しかし， $S_B=3.6\text{cm}$  では，強地震動時に衝突が生じ上部構造間の橋軸方向相対変位が抑えられ，鋼製ベローズの塑性変形によるエネルギー吸収機能が十分発揮できない．そこで，遊間を十分に設け，桁同士の衝突が生じない条件で，桁間に大きな相対変位を生じるようにして，鋼製ベローズの塑性変形によるエネルギー吸収機能を十分発揮できる場合についても検討した．また，本解析では，可動側支承の橋軸方向の許容変位は十分あるものとして，可動側支承のストッパー機能は考慮しなかった．

橋脚の種類として，標準的な剛性を有する橋脚を考え，左右両端は橋台により支持されるものとした．橋台 A1 では，原則として橋軸方向にも上部構造の慣性力を確実に伝達するタイプ B の固定支承(支承単独で慣性力に抵抗)を用いた．一方，中間橋脚 P については，落橋防止システムと補完し合って構造の慣性力に抵抗するタイプ A の支承を用い，橋脚も震度法に用いる設計水平震度により算出される上部構造の慣性力に相当する水平力を設計地震力として断面剛性を決定している．振動単位ごとの橋軸方向の基本周期は，橋脚 P で 0.86(s)，橋台 A1 では，0.1(s)である．中間の鋼製橋脚は，設計水平震度  $k_H=0.25$  として平成 8 年度版道路橋示方書耐震設計編を参考に，図 2.7 に示すバイリニア型の骨格曲線で荷重変形特性を表現し，履歴型の非

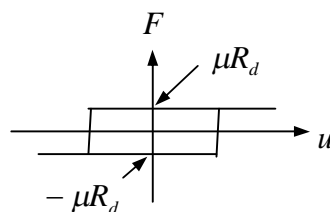


図 2.5 摩擦抵抗を表す荷重-変位履歴曲線

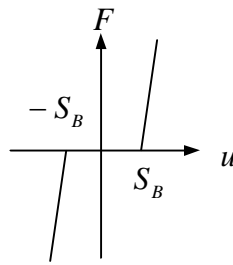


図 2.6 桁間衝突を表す非線形ばねの荷重-変位骨格曲線

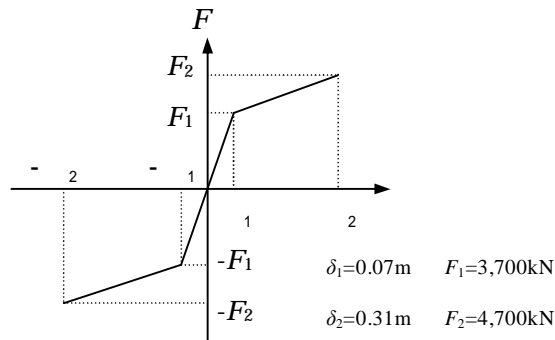


図 2.7 中間橋脚の荷重-変位骨格曲線

線形ばねに置き換えた．ひずみが反転するときの履歴の構成則は，初期剛性を用いた．

### 2.3 鋼製ペローズの非線形特性の解析

鋼製ペローズに望まれる構造性能として，次の 3 点が挙げられる．

- 1) 中小地震（レベル 1）および主桁の温度伸縮により生じる橋軸方向変形に対して，生じる応力は弾性範囲内に留める．
- 2) 水平震度  $k_H=0.2$  相当以上で降伏し，その後，塑性変形によるエネルギー吸収ができるだけ大きくなるよう，あらかじめ設定された桁間遊間（伸縮継ぎ手で比較的容易に吸収可能な 10cm ～ 15cm 程度）内で安定した履歴ループを有する．
- 3) 引っ張り側の最大耐荷力は，水平震度  $k_H=1.5$  相当以上．

これらの要求性能を満足する円筒構造の寸法諸元を検討するため，弾塑性有限変位を考慮して，隣接する主桁間の橋軸方向相対変位（強制変位） $U_x$  により鋼製ペローズに生じる橋軸方向力（反力） $F_x$  を非線形有限要素法解析により求める．簡単のため，円筒構造が橋軸方向桁中心線に関して対称構造であり，高さ方向にも一様な変形と応力とが生じると仮定して，単位高さ当たりの半円筒構造を対象とした解析を行う．解析モデルとして，平面ひずみ状態を仮定して平面

要素(plain24)を用い，強制変位  $U_x$  を引張りと圧縮とが交互に生じるように，降伏変位の 2 倍，4 倍，8 倍，および 12 倍と漸増させながら繰り返し载荷した．半径  $R$  と板厚  $t$  を種々変化させて，強制変位と橋軸方向力との関係を履歴曲線の形で求めた．得られた結果の一例を図 2.8 に示す．鋼材に SM400 を使用し， $R=15\text{cm}$  で  $t=2\text{cm}$  とした場合の結果である．縦軸の  $F_x$  は，高さ 1m の半円筒構造 2 枚分に対する値に換算している．塑性域が広範囲に生じる 15cm 程度の繰り返し変形に対しても，安定した履歴ループが得られている．なお，沈埋トンネルの継ぎ手部に波形鋼板（ペローズ管）が提案されており，地震時を想定した载荷実験が行われている[2.6]．そこでは，本文で想定しているペローズよりも，小さい半径（ $R=42\text{mm}$ ）の円筒部を複数個用いているが，数％の塑性ひずみが生じる繰り返し载荷によって载荷毎の履歴特性に変化は見られないという結果を得ている[2.6]．主桁 1 本当たりの上部構造死荷重は 1,150kN なので，鋼製ペローズの高さを 1.5m 程度にすれば，前述の要求性能を満足する．節 2．4 の地震応答解析では，図 2.9 に示すマルチリニア型の骨格曲線で 8 本分の主桁を連結する鋼製ペローズの荷重変位曲線の履歴特性を表現した．鋼製ペローズは板構造であるため，引張側と圧縮側（+ 方向

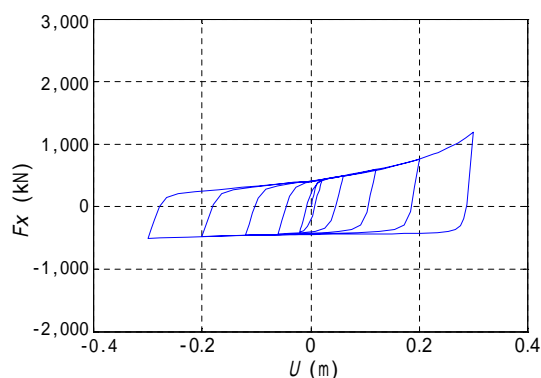


図 2.8 鋼製ペロ - ズの荷重-変位履歴曲線の一例

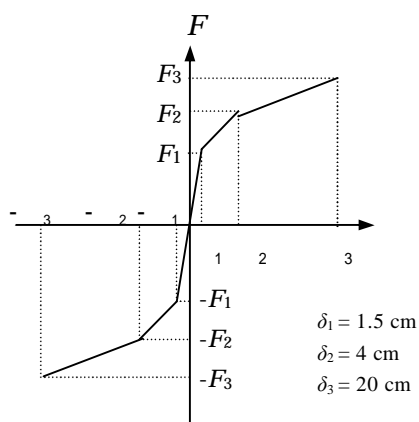


図 2.9 鋼製ペロ - ズの荷重-変位骨格曲線

と - 方向) では, 図 2.8 に示すように異なる荷重 - 変位関係となる。しかし, 変位が 10cm 程度以内であればその差はあまり大きくないことから, ここでは, 引張側と圧縮側とで同じ荷重 - 変位関係を用いた。ひずみが反転するときの履歴の構成則は, 橋脚と同じく初期剛性を用いた。以下, 鋼製ペローズの耐荷力 ( $P_{\delta=10}$ ) は強制変位として 10cm ( $U_x$ ) を与えたときの橋軸方向力 ( $F_x$ ) を意味し, この耐荷力で鋼製ペローズの荷重 - 変形特性を代表させる。節 2.4 で用いる 3 種の鋼製ペローズの特性を表 2.1 に示す。表 2.1 の特性を満足するペローズは, 半径 15 ないし 20cm, 板厚 2 ないし 3cm, 高さ 1.5m 程度の円筒構造を組合せることで, 十分製作可能である。

表 2.1 各鋼製ペローズの特性(kN)

種類	$P_{\delta=10}$	$F_1$	$F_2$	$F_3$
Type A	2,900	1,920	2,560	3,500
Type B	5,000	3,580	4,650	5,590
Type C	7,000	5,150	6,650	7,590

## 2.4 地震応答解析

### 2.4.1 解析モデルと計算条件

本節では, 前節までに述べた解析モデルに地震波を入力する非線形時刻歴応答解析の結果について述べる。ここでは, 橋軸方向のみに着目し, 橋脚の線形減衰定数は 5% とした。

前述したように, 起点側(左端)の橋台上の固定支承は強地震時にも壊れない(タイプ B)と仮定し, その他の固定支承(タイプ A)は作用力が 2,900kN (水平震度  $k_H=0.315$  相当) を越えた時刻で切断させ, 落橋防止システムを兼ねる鋼製ペローズと補完しあって慣性力に抵抗するようにしている。用いる地震波は, 発生確率の小さい強地震 (レベル 2) のタイプ I (プレート境界型) およびタイプ II (直下型) のそれぞれ 1 種類とした。また, 震度法レベル (レベル 1) の地震波を用い, 鋼製ペローズは震度法レベルの地震では弾性範囲を越えないことを確認した。震度法レベルの地震により鋼製ペローズと中間固定支承とに生じる最大作用力の計算例を表 2.2 に示す。いずれも, 降伏耐荷力を十分下回っていた。

表 2.2 レベル 1 地震動による最大作用力(kN)

径間数	鋼製ペローズ	中間固定支承
2 径間	160	480
3 径間	750	720
4 径間	990	970

#### 2.4.2 2 径間モデルに従来タイプの固定支承を用いた場合の応答解析

ここでは、比較のため、橋脚上に従来タイプ（タイプ B）の固定支承を用い、遊間を 3.6cm にした場合と遊間は十分あるとした場合との両方につき、レベル 2 のタイプ I とタイプ II との地震波入力に対する地震応答解析結果を示す。

遊間は 3.6cm とし、タイプ I の地震波を入力した場合の橋台および橋脚における橋軸方向の作用力を図 2.10 に示している。図 2.11 には、遊間を十分設け、タイプ II の地震を入力した場合の橋台および橋脚における橋軸方向の作用力と荷重 - 変位履歴曲線を示している。

遊間は 3.6cm とし、タイプ I の地震波を入力した場合に、橋脚に作用する最大水平力は、約 2,100kN（水平震度  $k_H = 0.23$ ）程度（図 2.10）であり、橋脚は弾性範囲内にある。ただし、上部構造は伸縮継ぎ手部で衝突し、両端の橋台や起点側（左端）橋台上の固定支承には水平震度で 1 を越える大きな水平力が作用する。タイプ II の地震波を入力した場合も、タイプ I の解析結果と同様に上部構造は伸縮継手部で衝突し、両端の橋台や左端橋台上の固定支承には水平震度で 2 を越える大きな水平力が作用する。一方、遊間を十分に設け、上部構造が伸縮継手部で衝突しないようにすると、両端の橋台や左端橋台上の固定支承に作用する水平力は小さくなるが、中間橋脚の最大変位は 20cm を越え橋脚に大きな塑性変形（図 2.11）が生じる。

#### 2.4.3 2 径間モデルに鋼製ベローズを用いた場合の応答解析

鋼製ベローズと補完し合うタイプの支承を用いた場合、水平震度で約 0.32 の地震力に達した時点で支承を切断し、それ以上の水平力が橋脚に作用しないように設計している。2 径間モデルで用いている鋼製ベローズの耐荷力は全て 2,900kN（ $P_{\delta=10} = 2,900(k_H=0.315 \text{ 相当})$ ）としている。ここでは、遊間を 3.6cm にした場合と十分設けた場合の両方を検討し、レベル 2 のタイプ

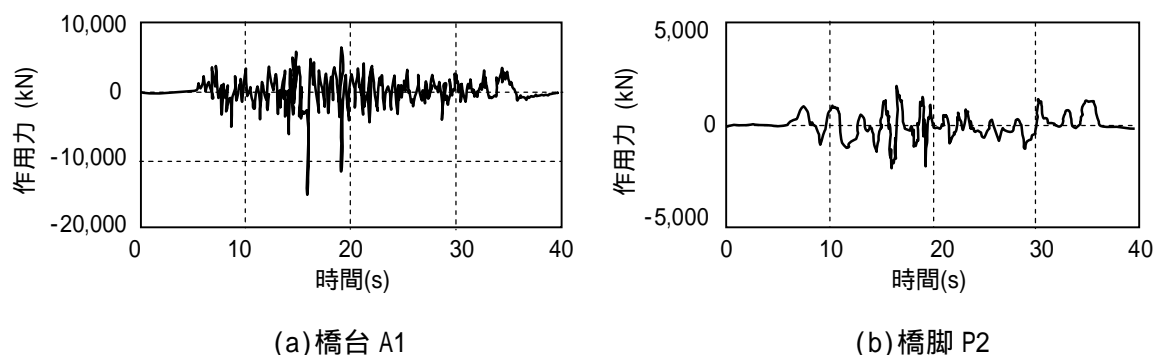


図 2.10 橋台および橋脚への作用力  
(2 径間, レベル 2 タイプ I, 従来タイプの固定支承, 遊間 3.6cm)

II の地震波入力に対する地震応答解析結果を示す．なお，2 径間モデルでは，橋台と橋脚との振動単位の振動周期が異なるため，鋼製ペローズのエネルギー吸収効果が十分発揮され，支承に作用する水平力は水平震度で 0.315 以下になり，固定支承を切断することなく橋脚を弾性範囲内に留めることができる．

図 2.12 には，遊間は 3.6cm とし，タイプ II の地震波を入力したときの橋台および橋脚における橋軸方向の作用力を示している．図 2.13 には，遊間を十分に設けたタイプ II の地震波を入力したときの橋台および橋脚における橋軸方向の作用力を同図(a)に，上部構造の橋軸方向変位を同図(b)に示している．図 2.13(c)には，各鋼製ペローズの荷重 - 軸方向変位履歴曲線を示す．タイプ II の地震波を入力した場合は，遊間が 3.6cm では，鋼製ペローズのエネルギー吸収効果が十分に発揮されず，上部構造は伸縮継手部で衝突し，起点側(左端)橋台に大きな水平力が作用している(図 2.12)．一方，遊間を十分に設けた場合，鋼製ペローズによるエネルギー吸収効果が十分に発揮できており，固定支承を切断しなくても左端橋台に作用する水平力は大きく低減され，橋脚にも塑性変形は生じていない(図 2.13 (a))．このとき上部構造の変位は，最大で 5cm 程度(図 2.13(b))になり，遊間を 7cm ほど設けておけばよいことになる．また，

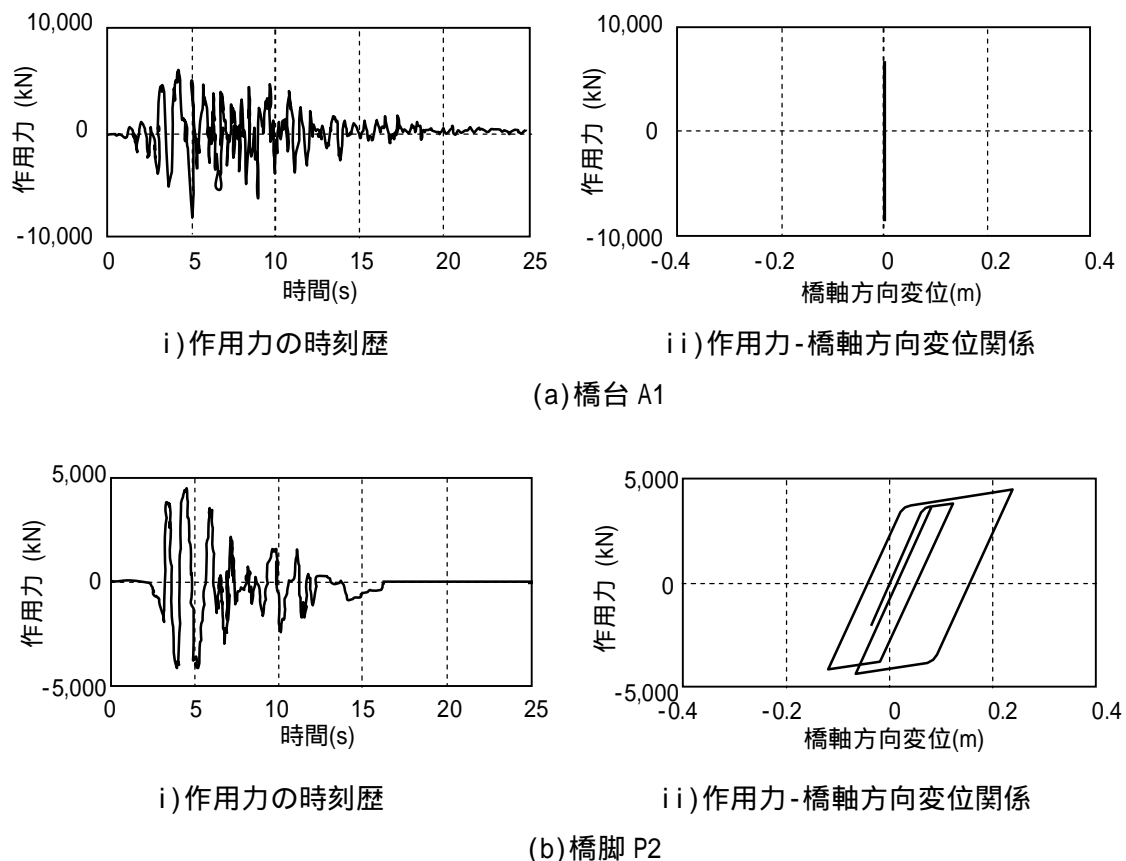
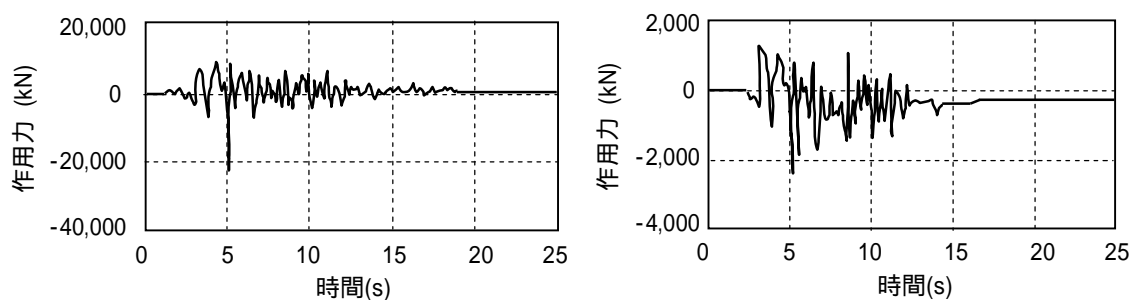


図 2.11 橋台、橋脚への作用力および荷重-変位履歴曲線  
(2 径間，レベル 2 タイプ II，従来タイプの固定支承，十分な遊間)



(a) 橋台 A1

(b) 橋脚 P2

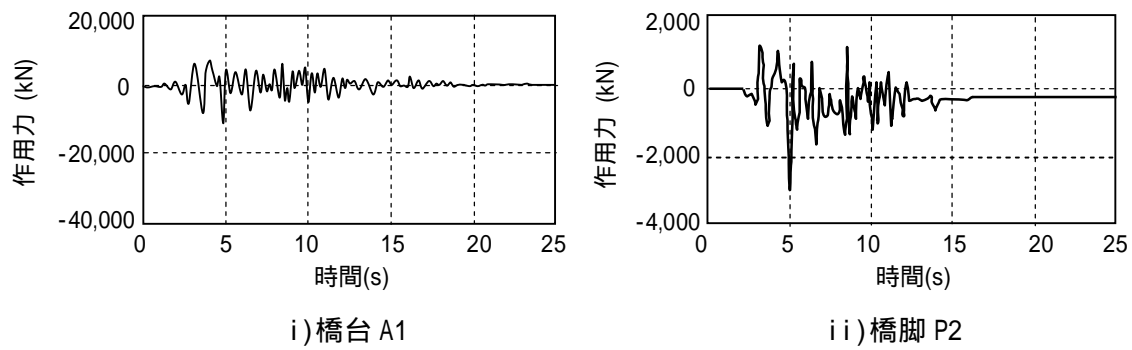
図 2.12 橋台および橋脚への作用力

(2 径間, レベル 2 タイプ II, 鋼製ベローズ採用, 遊間 3.6cm)

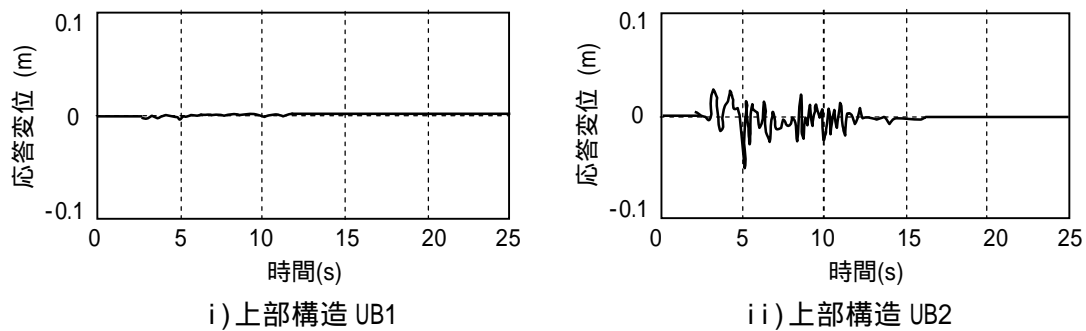
図 2.13(c) に示した鋼製ベローズの履歴曲線より、ベローズに生じる最大相対変位は 5cm を少し越える程度となる。以上のように遊間を温度伸縮のみを考慮した場合から決まる 3.6cm 程度にすると、鋼製ベローズが十分なエネルギー吸収効果を発揮する前に上部構造は、伸縮継手部で衝突する。したがって、鋼製ベローズの塑性変形によるエネルギー吸収効果を十分に発揮させるには、温度伸縮のみを考慮した場合より大きな遊間を設ける必要がある。

#### 2.4.4 3 径間モデルに鋼製ベローズを用いた場合の応答解析

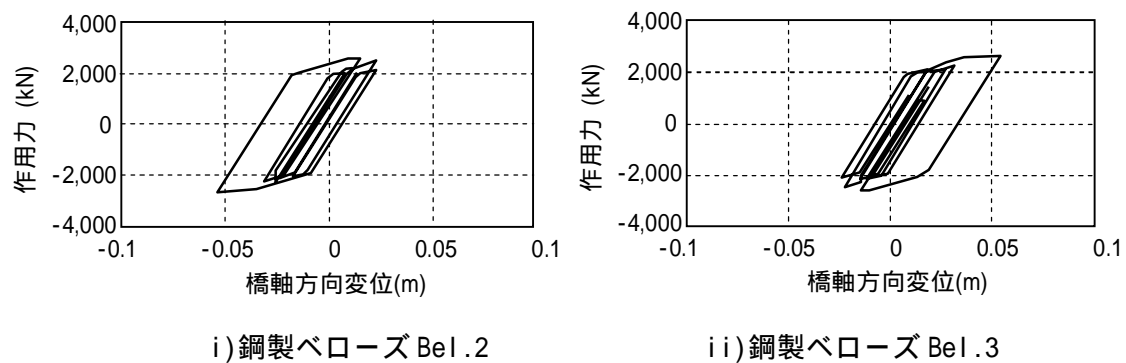
2 径間モデルでの解析結果から、ここでは、遊間を十分に設けた場合のみを検討し、レベル 2 のタイプ II の地震波入力に対する地震応答解析結果を示す。まず、鋼製ベローズの耐荷力を全て  $2,900\text{kN}$  ( $P_{\delta=10} = 2,900(k_H=0.315 \text{ 相当})$ ) にした場合について示す。このケースでは、P2 の固定支承 (Fix2) と P3 の固定支承 (Fix3) とともに、作用力が設定した切断荷重  $2,900\text{kN}$  を越えるので、両方の支承は切断する。図 2.14(a) には、各橋脚における橋軸方向への作用力を示す。前述したように、要素の birth and death 機能では、支承要素力が瞬時に開放されるため、上部構造と橋脚とに大きな加速度が生じる。図 2.14(a) で、支承の切断想定時刻 (3.34 秒) において、橋脚 P3 に作用している荷重が、支承の切断荷重を越えているのはこのためで、この瞬間に橋脚に生じる加速度は  $4g$  にもなっている。これに起因する橋脚の慣性力に加え、可動支承および切断後の固定支承で考慮している摩擦力が加わるため支承の切断荷重を超える水平力が作用した。実際の支承の切断は段階的に進展すると考えられ、橋脚に生じる加速度が  $4g$  にも達する可能性は低いと思われる。図 2.14(a) より橋脚はほぼ弾性範囲内に収まっていることがわかる。このことから橋脚は、 $3,700\text{kN}$  (水平震度で 0.38) の水平地震力に対して大きな損傷が生じないように設計すれば、支承をヒューズメンバーとして設定荷重  $2,900\text{kN}$  で切断し、鋼製ベローズが安定した履歴曲線を描くかぎり、レベル 2 のタイプ II のような直下型の強地震に対しても、システム全体として安全な構造にすることが可能である。図 2.14(b) には上部構造の



(a) 橋台および橋脚への作用力



(b) 上部構造変位の応答波形



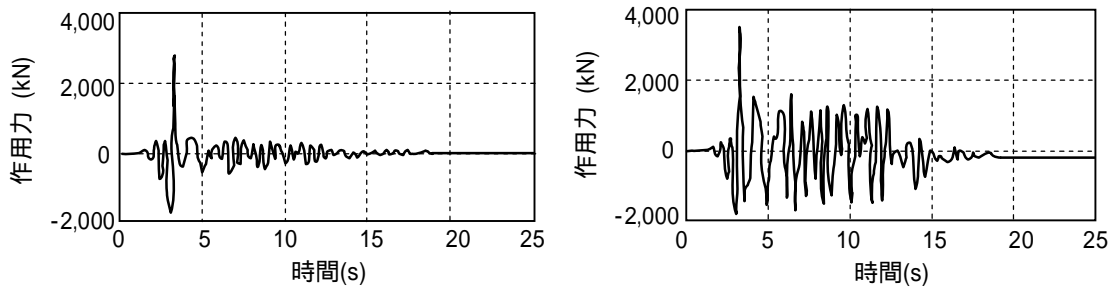
(c) 鋼製ベローズの荷重-変位履歴曲線

図 2.13 鋼製ベローズ付きの地震応答解析結果

(2 径間, レベル 2 タイプ II, 十分な遊間)

橋軸方向変位を示し, 図 2.14(c) には各鋼製ベローズの荷重 - 変位履歴曲線を示す. 図 2.14(b) より, 上部構造の変位は最大で 20cm 程度, 鋼製ベローズの最大相対変位も 20cm 程度 (図 2.14(c)) になり, Bel.2 の塑性変形はかなり大きくなる. 3 径間モデルでは, 中央の上部構造 (UB2 と UB3) が一体となって動くため, 上部構造 (UB2 と UB3) 間に相対変位がほとんど生じず (図 2.14(b)), その間に設置した鋼製ベローズ (Bel.3) のエネルギー吸収効果が少ない

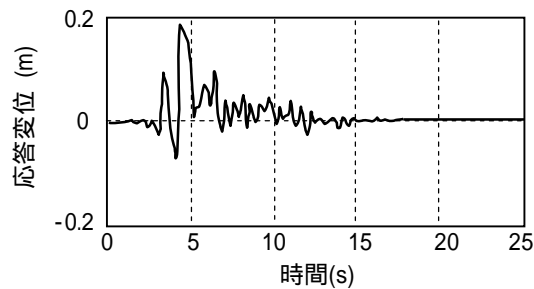




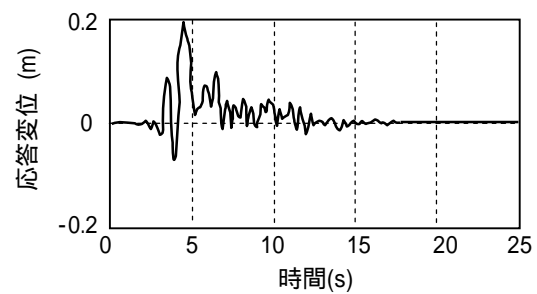
i) 橋脚 P2

ii) 橋脚 P3

(a) 橋脚への作用力

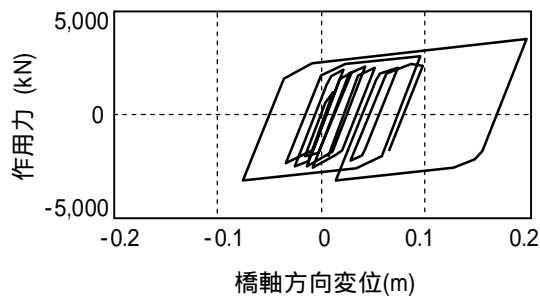


i) 上部構造 UB2

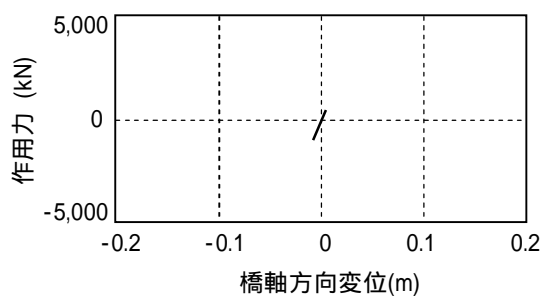


ii) 上部構造 UB3

(b) 上部構造変位の応答波形



i) 鋼製ベローズ Bel.2



ii) 鋼製ベローズ Bel.3

(c) 鋼製ベローズの荷重-変位履歴曲線

図 2.14 鋼製ベローズ付きの地震応答解析結果

(3 径間, レベル 2 タイプ II, ベローズの耐荷力すべて 2,900kN, 十分な遊間)

(図 2.14(c)). そこで, 上部構造変位や Bel.2 の相対変位をより小さく抑えるため, 可動側の橋台 (A2) に設置する鋼製ベローズの耐荷力を大きく ( $P_{\delta=10} = 7,000(k_H = 0.76 \text{ 相当})$ ) した解析モデルについても検討を行う. 入力した地震波や遊間などの条件は, 鋼製ベローズの耐荷力を全て 2,900kN にしたときと同じである. このとき, P2 の固定支承 (Fix2) のみ作用力が設定した切断荷重 2,900kN を越えたので, Fix2 のみ切断する. 図 2.15(a) には上部構造の橋軸方向変

位を示し、図 2.15(b)には各鋼製ペローズの荷重 - 変位履歴曲線を示す。図 2.15(a)より、上部構造の変位は最大で 14cm 程度、鋼製ペローズの最大相対変位（図 2.15(b)）も 14cm 程度となり、図 2.14 に比べ大きく低減できていることがわかる。

以上のように、可動側の橋台（A2）に設置する鋼製ペローズの耐荷力を大きくすることにより、UB2 と UB3 との上部構造間に相対変位が数 cm 生じ、地震力が各鋼製ペローズに分散され、鋼製ペローズの相対変位や上部構造変位を低減することができた。

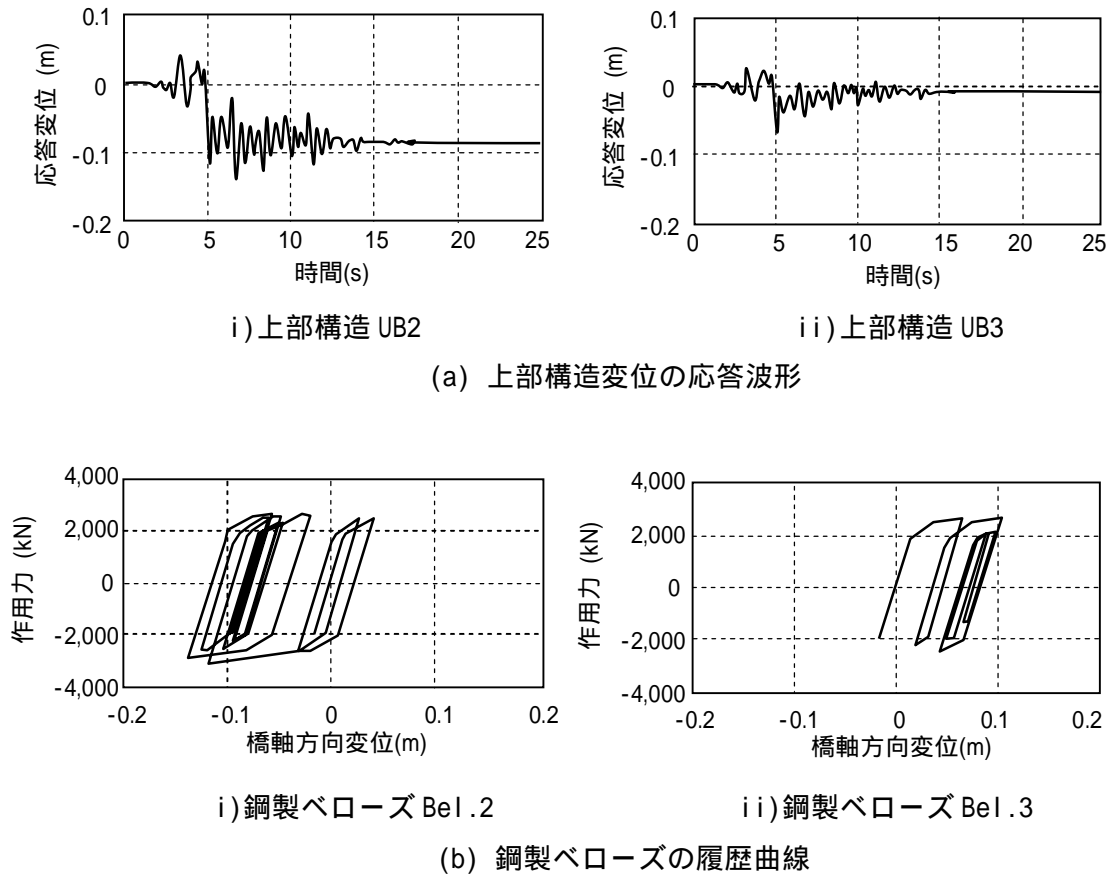


図 2.15 鋼製ペローズ付きの地震応答解析結果

(3 径間, レベル 2 タイプ II, 終点側(右端)における鋼製ペローズの耐荷力 7,000kN)

#### 2.4.5 4 径間モデルに鋼製ペローズを用いた場合の応答解析

ここでは、3 径間モデルの場合と同様、入力地震波としてレベル 2 のタイプ II を用い、遊間を十分に設け、鋼製ペローズを設置した場合の検討を行う。また、鋼製ペローズの耐荷力の組合せを 3 種類に変化させた。

まず、鋼製ペローズの耐荷力を全て  $2,900\text{kN}$  ( $P_{\delta=10} = 2,900$ ) にした場合の計算を行った。この場合、3 径間モデルの場合の結果から予想されるように、上部構造の変位や鋼製ペローズの変形が非常に大きくなる。橋脚の挙動は弾性範囲内となるが、鋼製ペローズの最大相対変位は  $40\text{cm}$  程度になる。このように大きな相対変位 ( $40\text{cm}$ ) に対して鋼製ペローズが破断しないようにするには、大型のペローズが必要になり、設置スペース等の制限より実現が困難になる。また、伸縮継ぎ手についても、 $40\text{cm}$  もの桁間相対変位を吸収しようとするとは相当大規模なものになってしまう。これらのことから、4 径間モデルのような多径間橋になると、すべての鋼製ペローズに同じ耐荷力のものを用いることは、現実的でないと思われる。

つぎに、3 径間モデルの場合と同様、可動側の橋台 (A2) に設置する鋼製ペローズのみ大きな耐荷力 ( $P_{\delta=10} = 7,000(k_H=0.76 \text{ 相当})$ ) にした場合を検討した。図 2.16 には、その結果のうち、鋼製ペローズの履歴曲線を示す。4 径間モデルでは、上部構造間を繋ぐ 3 つの鋼製ペローズの耐荷力を全て  $2,900\text{kN}$  ( $P_{\delta=10} = 2,900$ ) にすると、中央の上部構造 (UB2, UB3) が一体となって動くためその間に設置した鋼製ペローズ (Bel.3) のエネルギー吸収効果がほとんどない (図 2.16)。このとき、切断した固定支承は、P2 の固定支承 (Fix2) と P3 の固定支承 (Fix3) である。図 2.16 より、鋼製ペローズの最大相対変位は  $25\text{cm}$  程度になり、鋼製ペローズの耐荷力を全て  $2,900\text{kN}$  とする場合よりも大きく低減された。しかし、鋼製ペローズに生じる塑性変形は

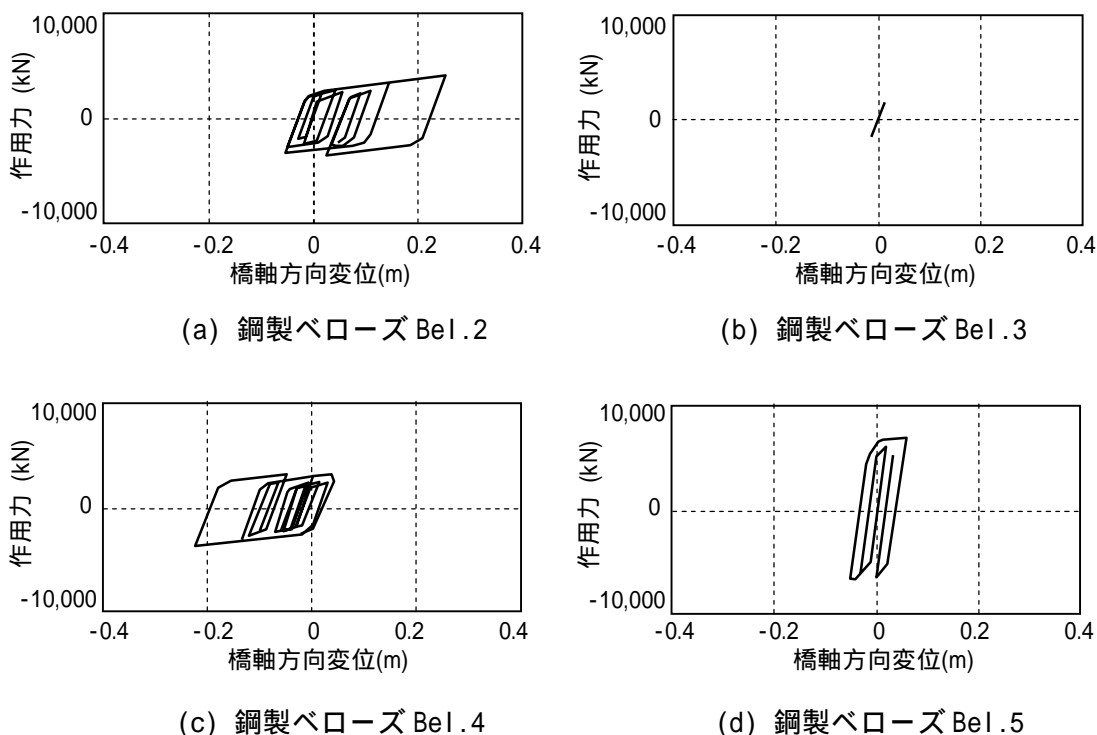


図 2.16 鋼製ペローズの履歴曲線

(4 径間, レベル 2 タイプ II, 終点側(右端)における鋼製ペローズの耐荷力  $7,000\text{kN}$ )

まだ大きい．そこで，可動側の橋台（A2）に設置する鋼製ベローズだけではなく，UB1 と UB2 の上部構造間に設置する鋼製ベローズの耐荷力も大きく（ $P_{\delta=10} = 5,000(k_H = 0.543 \text{ 相当})$ ）した場合について検討した．このケースでは，全ての橋脚（P2，P3，P4）の固定支承（Fix2，Fix3，Fix4）の作用力が設定した切断荷重を越えたので，支承は切断する．

図 2.17(a)には，橋脚の橋軸方向の作用力を示している．図 2.17(b)には，上部構造の橋軸方向変位を示し，図 2.17(c)には各鋼製ベローズの荷重 - 軸方向変位履歴曲線を示す．Bel.2 と Bel.5 との鋼製ベローズの耐荷力を 5,000kN にすることにより Bel.3 と Bel.4 にも十分な塑性変形が生じ，すべての鋼製ベローズのエネルギー吸収機能を発揮させることができる．その結果，上部構造の最大変位は 12cm 程度（図 2.17(b)）に抑えることができ，鋼製ベローズの最大変位（図 2.17(c)参照）も 13cm 程度と大きく低減することができている．橋脚についても，弾性範囲内に留めることができている（図-17(a) 参照）．

以上のことから，3 径間や 4 径間モデルのような多径間桁橋では，上部構造間に全て同じ耐荷力（ $P_{\delta=10}$ ）を持つ鋼製ベローズを用いるのではなく，振動単位ごとに，鋼製ベローズの耐荷力を変化させ，隣接桁との間に設定された遊間内でできるだけ大きな相対変位を生じさせることによって，各鋼製ベローズによるエネルギー吸収効果を十分に発揮できると考えられる．

## 2.5 等価線形化法による予備設計法

本節では，鋼製ベローズを実橋に適用する際，その耐荷力の最適な組合せを決定するために非線形時刻歴応答解析を繰り返し実施する煩雑さを軽減するための予備設計法として，等価線形化法による応答スペクトル解析を利用した設計手法を提案する．また，応答スペクトル解析と非線形時刻歴応答解析の応答解析手法の違いによる応答特性の相違についても検討を行う．

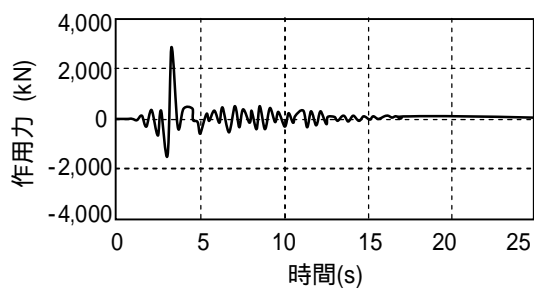
### 2.5.1 上部構造モデル

上部構造は支間長 39m の単純支持された非合成 I 桁橋としている．図 2.18 には，上部構造の断面図を示す．有効幅員は 9m で，主桁間隔 2.7m の 4 本主桁としている．表 2.3 には，上部構造の主要諸元を示す[2.8]．

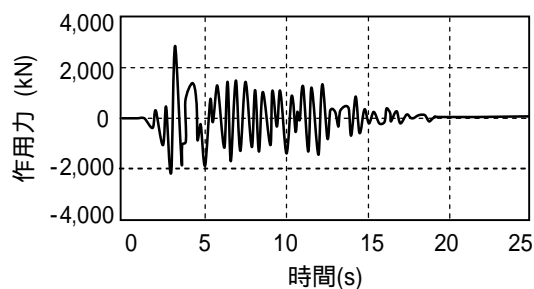
### 2.5.2 有限要素法モデル

#### (1)解析対象モデル

前項と同様に，上部構造を支持する 2 径間，3 径間，および 4 径間の鋼単純支持桁・鋼製橋脚モデルを対象とする．各径間で同じ上部構造を用いる．両端の橋台は十分剛性があるとし，中間橋脚はコンクリートを充填しない鋼製橋脚を用いる．上部構造・支承・橋台・鋼製橋脚の

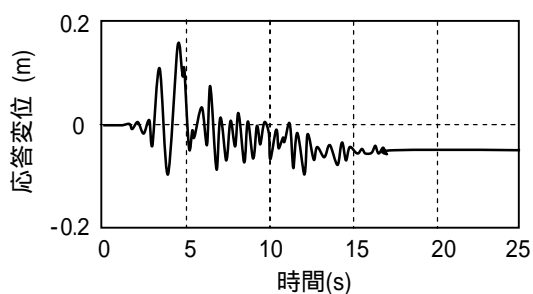


i) 橋脚 P2

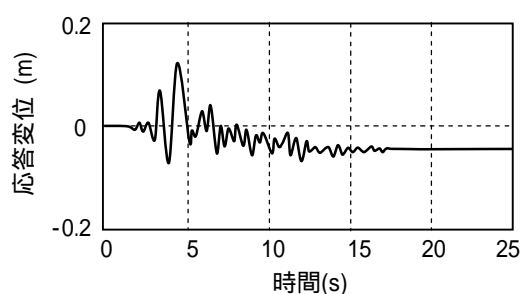


ii) 橋脚 P3

(a) 橋脚への作用力

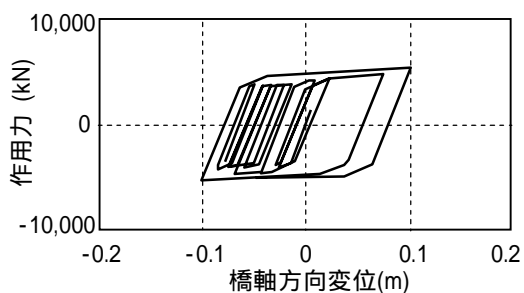


i) 上部構造 UB3

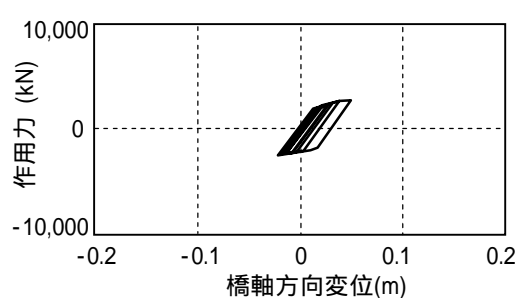


ii) 上部構造 UB4

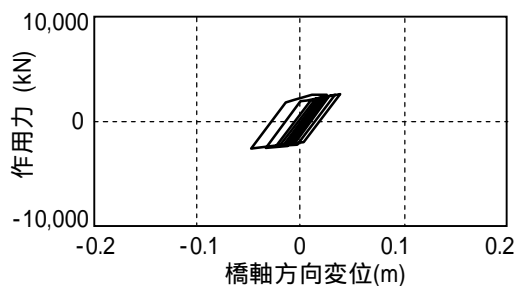
(b) 上部構造変位の応答波形



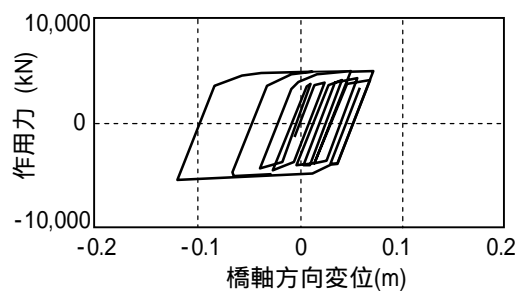
i) 鋼製ベローズ Bel.2



ii) 鋼製ベローズ Bel.3



i) 鋼製ベローズ Bel.4



ii) 鋼製ベローズ Bel.5

(c) 鋼製ベローズの荷重-変位履歴曲線

図 2.17 鋼製ベローズ付きの地震応答解析結果  
(4 径間, レベル 2 タイプ II, 両端のベローズの耐荷力 5,000kN, 十分な遊間)

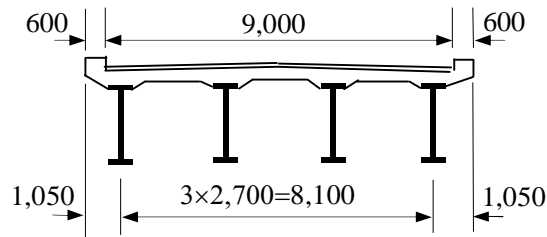


図 2.18 計算に用いた上部構造断面

表-2.3 上部構造の主要諸元

項目	単位	値
床版舗装死荷重	kN	3,200
鋼主桁・横桁等死荷重	kN	890
その他死荷重	kN	240
合計死荷重	kN	4,330
鋼主桁腹板高さ	m	2
鋼主桁 1 本当り断面積	m <sup>2</sup>	0.0628
鋼主桁 1 本当り断面 2 次モーメント	m <sup>4</sup>	0.0399

全体を対象に，橋軸方向に着目し，2 次元の応答スペクトル解析および線形と非線形の時刻歴応答解析を行う．設計用スペクトルおよび入力地震波として，道路橋示方書の 2 種地盤のタイプ II (直下型) の強地震動に対する応答スペクトルおよび同スペクトルを満足するよう実地震波を修正した波形 (図 2.3(b)) を使用する．レベル 2 タイプ II の地震動に対し，最適な降伏耐荷力を有する鋼製ペローズを設置すれば，レベル 2 のタイプ I に対しても鋼製ペローズの相対変位は目標値以下になる．本章では，支承が切断した後も，橋軸直角方向と鉛直方向との挙動は，支承の支持機能は健全なまま保持されるとしている．応答解析では，支承と鋼製ペローズや橋脚の非線形挙動，および上部構造や橋脚に生じる橋軸方向変位に着目している．したがって，上部構造は，慣性質量のみ考慮した，橋軸方向面内の 2 次元モデルとしているので，各支間では，4 本分の主桁をまとめて一つのマス要素に置き換えている．図 2.19 には，3 径間の場合の解析モデルを示す．同図中で，UB は上部構造を，Fix は固定支承を，Move は可動支承を意味している．橋脚の種類として，標準的な剛性を有する橋脚を考え，左右両端は橋台により支持されるものとしている．橋台 A1 では，橋軸方向にも上部構造の慣性力を確実に伝達でき

ることを基本とするタイプBの固定支承（支承単独で慣性力に抵抗）を用いる．一方，中間橋脚については，落橋防止システムと補完し合って構造の慣性力に抵抗するタイプAの固定支承を用い，橋脚も震度法に用いる設計水平震度により算出される上部構造の慣性力に相当する水平力を設計地震力として断面剛性を決定している．振動単位ごとの橋軸方向の基本周期は，橋脚Pで0.86(s)，橋台A1では，0.1(s)である．

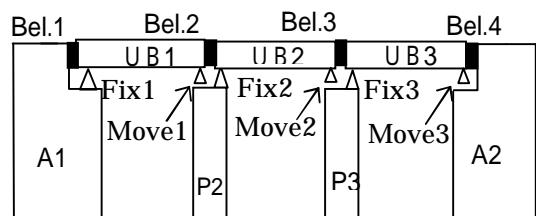


図 2.19 3径間の場合の計算モデル

## (2) 時刻歴応答解析用ばね・質点モデル

時刻歴応答解析では，橋軸方向の挙動のみに着目して，節2.2と同じ図2.4のばね・質点モデルを用いる．中間の鋼製橋脚は，設計水平震度  $k_H=0.25$  として平成8年度版道路橋示方書耐震設計編を参考に，図2.20に示すバイリニア型の骨格曲線で荷重変位特性を表現し，履歴型の非線形ばねに置き換えている．鋼製ペローズの荷重変位曲線の履歴特性は，図2.9に示すマルチリニア型の骨格曲線で表現している．ひずみが反転するときの履歴の構成則は，橋脚と同じく初期剛性を用いている．橋脚の線形減衰定数は5%としている．

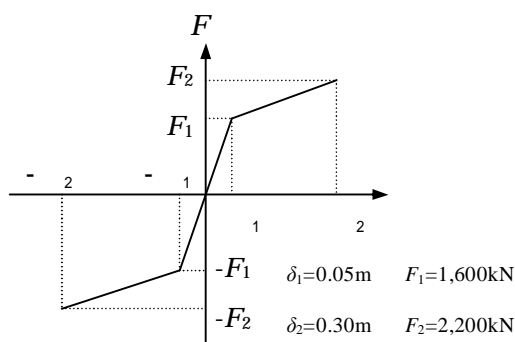


図 2.20 中間橋脚の荷重-変位曲線

### (3) 応答スペクトル解析用ばね・質点モデル

単純鋼桁橋が2連以上連続する鋼製橋脚を含む橋全体系において、落橋防止構造としての鋼製ペローズのエネルギー吸収性能を十分発揮するには、振動単位ごとに鋼製ペローズの耐荷力を変化させ、最適な組合せにする必要がある。そのような鋼製ペローズの諸元を決定する設計手法として、等価線形化法による応答スペクトル解析が利用できる。できるだけ少ない自由度で対象モデルの構造特性を表現できるように、以下の仮定を設ける。

- 1) 両端の橋台の剛性は橋脚剛性に比べ十分に大きく、近似的に剛体とみなす。
- 2) 起点側(左端)の橋台上で、上部構造を支持する固定支承は、十分な強度を有し強地震時にも支承機能を保持する。
- 3) 水平震度 0.32 を越える水平地震力では、橋脚上の固定支承が切断するので、強地震時においても橋脚に塑性変形は生じない。
- 4) 鋼製ペローズの構造特性、ならびに可動支承および切断後の固定支承と上部構造間の摩擦特性は、等価な線形ばねと線形減衰要素で表現できる。

以上の仮定のもとに、図2.4(b)に示す3径間の場合の時刻歴応答解析用ばね・質点モデルは、図2.21のように2自由度モデルに近似する。上記の仮定1)および2)より、左端の上部構造(UB1)の水平変位は十分に小さく、固定端とみなしている。橋脚と上部構造とが健全な固定支承でつながれている場合、上部構造と橋脚とが一体となって動くと考え、上部構造重量と、橋脚重量の約30%とを足しあわせ、一つのマス要素に置き換えている。固定支承が切断した後は、上部構造と橋脚とが単独に挙動するので、上部構造重量には橋脚の重量を考慮していない。

仮定3)より、橋脚剛性を表すばねとして初期剛性を用いる。可動支承の摩擦や支承切断後の摩擦は、等価粘性減衰係数により考慮する。等価粘性係数は可動支承の摩擦や固定支承切断後の摩擦を履歴型の荷重変位履歴曲線とみなし、クーロン摩擦を仮定して求めた。すなわち、等価粘性減衰係数は次式で得ることができる。

$$C = \frac{4}{\pi} \frac{F}{a \omega} \quad , \quad F = \mu \times R_d \quad \dots \dots \dots (2.1)$$

ここで、 $a$ ：支承位置における上部構造と橋脚との最大相対変位、 $\omega$ ：基本固有円振動数、 $\mu$ ：静止摩擦係数、 $R_d$ ：上部構造死荷重反力 である。

可動支承の摩擦や固定支承の切断後の摩擦により生じる橋脚の橋軸方向変位は、上部構造変位に比べ十分小さいので、上部構造と橋脚との最大相対変位  $a$  は、上部構造の変位で近似した。以上のように簡素化したモデルに応答スペクトル解析を適用することにより、鋼製ペローズの最適な降伏耐荷力の配分を決定する。

2径間モデルおよび4径間モデルでは、簡素化したモデルの自由度は、それぞれ、1自由度および3自由度モデルになる。



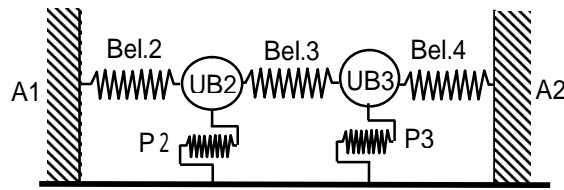


図 2.21 応答スペクトル解析に用いる 3 径間モデル

等価線形化法に基づく応答スペクトル解析の手順は、以下のものである。

- 1)最初に、鋼製ペローズの有効設計変位を仮定し、鋼製ペローズの等価な線形ばねと減衰とを算定する。
- 2)運動方程式から実固有値問題を解いて各モードの角振動数  $\omega$ 、固有周期  $T$  を求める。
- 3)固有周期  $T$  より応答スペクトルの加速度応答値を求める。ただし、ここでは、減衰定数  $\zeta$  が 5%より大きくなるので、減衰常数別補正係数  $C_D$  を乗じ補正する。
- 4)補正した加速度応答値より、変位応答値を算定する。
- 5)各モードの変位応答値を二乗和平方根法により重ね合わせ、鋼製ペローズの最大相対変位を求める。
- 6)鋼製ペローズの最大相対変位の 70% を鋼製ペローズの有効設計変位と定義する。
- 7)得られた鋼製ペローズの有効設計変位と仮定した有効設計変位との差が  $\pm 10\%$  以内になるまで、2)から 5)までを繰り返す。

ただし、2 径間モデルでは、1 自由度なので、5)は必要ない。表計算ソフトウェアのマクロ機能を用いて、以上の手順に従い設計用プログラムを作成した。

### 2.5.3 応答スペクトル解析

#### (1) 鋼製ペローズの非線形特性

用いた鋼製ペローズの非線形特性を表 2.4 に示す。初期検討で用いる鋼製ペローズは、 $F_{y1}$ 、 $F_{y2}$ 、および  $F_{y3}$  の 3 種類（表 2.4）とし、3 径間モデルや 4 径間モデルのような多径間モデルにおける鋼製ペローズの降伏耐荷力の組合せ方を応答スペクトル解析により検討する。その後、各径間モデルでそれぞれ最適な降伏耐荷力の組合せを選び、それぞれの降伏耐荷力を少し調整することにより、上部構造の変位を目標とする値（20cm と仮定）に抑えるようにした。応答スペクトル解析での上部構造の変位目標値を 20cm 程度とやや大きくした理由は、時刻歴応答解析では支承摩擦の効果がより大きく現れるなど、応答スペクトル解析より小さい応答値を与え

るからである．

表 2.4 初期検討に用いた鋼製ベローズの特性

ベローズ の種類	降伏耐荷力 $F_y$		$F_{U=10}$ (kN)	$F_{U=20}$ (kN)
	(kN)	水平震度		
$F_{y1}$	1,200	0.277	1,550	1,970
$F_{y2}$	1,810	0.418	2,330	2,960
$F_{y3}$	2,410	0.557	3,100	3,940

以下の各節では，表 2.4 に示す鋼製ベローズの降伏耐荷力を用いて，2 径間モデル，3 径間モデル，および 4 径間モデルのそれぞれにつき，鋼製ベローズのエネルギー吸収を利用して，レベル 2 のタイプ のような直下型強地震動に対しても，上部構造の変位を 20cm 程度に抑える応答スペクトル解析に基づく設計法について示す．前述の仮定より，各径間モデルについて，自由度を縮小したモデルを用いる．

鋼製ベローズの降伏耐荷力の組合せは，基本的な考え方として，設置するすべてのベローズにできるだけ均等な塑性変形を生じさせ，特定のベローズのみに塑性変形が集中しないようにすることを目標とし，以下に基づいて決定した．

- 1) 橋台は中間橋脚に比べ，大きな水平力を作用させてもよい場合が多いことから，左右の橋台と上部構造間に設置するベローズには，降伏耐荷力の大きいものを用いる．
- 2) 中間橋脚上で左右の上部構造間に設置するベローズには，降伏耐荷力の小さいものを用いる．できるかぎり，左右の上部構造間に生じる相対変位を大きくし，ベローズの塑性変形によるエネルギー吸収を発揮させるためである．

## (2) 2 径間モデル

ここでは，2 径間モデルを対象とし，鋼製ベローズの最適な降伏耐荷力の配分を決定する．

2 径間モデルでは前述の仮定より，自由度を縮小したモデルは UB2 の 1 自由度のみとなり(図 2.21 参照)，UB2 の左右に設置された 2 個の鋼製ベローズ (Bel.2 と Bel.3) のエネルギー吸収効果が十分発揮できる．そこで，応答スペクトル解析の初期検討として，鋼製ベローズの降伏耐荷力として最も小さい降伏耐荷力を設定した．

可動支承の摩擦が応答スペクトル解析に与える影響を検討するため，可動支承の摩擦を考慮した場合と無視した場合の両方について応答スペクトル解析を行った．2.5.2(3)項の手順に従い，鋼製ベローズとして最小の降伏耐荷力  $F_{y1}$  を設置した場合の解析結果を，表 2.5 に示す．支承が健全とした場合と固定支承 (Fix2) を切断した場合の両方を示している．表 2.5 で， $T$  は固有周期， $h$  は減衰比， $U_{\max}$  は最大変位を示す．固定支承を切断させる場合は，切断した固定支承に連結していた橋脚の重量は無視し，固定支承の切断後の摩擦をクーロン摩擦により等価減衰係数で考慮している．固定支承を切断しない場合，橋脚の変位は，降伏変位を少し超える．

後述するように，時刻歴応答解析では摩擦の効果がより大きくなり，固定支承を切断しなくても，橋脚は降伏しない．応答スペクトル解析でも，作用荷重が水平震度相当 0.32 で固定支承（Fix2）を切断することにより，最小の鋼製ペローズを用いた場合でも，橋脚は降伏しない．上部構造変位も 15cm 以下になっている．表 2.5 から摩擦の影響が応答スペクトルでは小さいことがわかる．この理由は，減衰定数別補正係数が，減衰比 0.3 以上ではほとんど減少しないので，加速度応答スペクトルの低減はほとんど期待できないためである．

表 2.5 2 径間モデルの応答スペクトル解析結果

摩擦		固定支承が健全	固定支承を切断
無視	$T$ ( sec )	0.443	0.749
	$h$	0.245	0.386
	$U_{\max}$ ( m )	0.057	0.143
考慮	$T$ ( sec )	0.441	0.742
	$h$	0.254	0.408
	$U_{\max}$ ( m )	0.056	0.139

### (3) 3 径間モデル

解析の手順は，前節と同様である．しかし，3 径間モデルにおいては，自由度を縮小したモデルは UB2 と UB3 の 2 自由度となる（図 2.21 参照）．用いる鋼製ペローズの降伏耐荷力の大きさと鋼製ペローズの有効設計変位の仮定値により鋼製ペローズの等価剛性が変化する．そのため，1 次と 2 次の各固有周期および振動モードは，鋼製ペローズの等価剛性の初期値により異なり，得られる収束解も複数個生じる．そのため，固定支承を健全とした場合について得られるそれぞれの収束解に対し，橋脚に作用する水平地震力を求め，固定支承が切断するかどうかを判断した．鋼製ペローズの降伏耐荷力の与え方は，以下の考え方に基づいた．

- 1) 上部構造間に設置する鋼製ペローズによるエネルギー吸収を十分発揮するには，鋼製ペローズの相対変位（塑性変形）がある程度大きくなる必要がある．そのため，鋼製ペローズ（Bel.3）の降伏耐荷力は要求性能を満たす範囲内で最小の降伏耐荷力（ $F_y1$ ）とする．
- 2) 表 2.4 の三つの鋼製ペローズの降伏耐荷力，大（ $F_y3$ ），中（ $F_y2$ ），および小（ $F_y1$ ）を，図 2.21 の Bel.2，3，および 4 の順に，中小中および大小中のように，組合せる．

以上の考え方にに基づき，応答スペクトル解析を行った．

最初に，固定支承を切断しない場合の計算を行い，その結果より，固定支承を切断した場合の計算を行った．計算の結果，鋼製ペローズの降伏耐荷力を，中小大，小小大，または，大小大とすれば，バランスよく各鋼製ペローズに地震力が分配され，鋼製ペローズの最大相対変位

もほぼ目標範囲内に入ることがわかった．そこで，これら 3 種類の組合せパターンはそのまま，鋼製ペローズの降伏耐荷力を微調整することにより，Bel.3 の相対変位ができるだけ大きくなるようにし，全体として，上部構造の変位を抑えられる組合せを選び出した．その結果を，表 2.6 に示す．同表は，鋼製ペローズの降伏耐荷力を中小大と組合せしたものである．表 2.6 の  $\beta$  は各振動モードの励振係数， $h$  はモーダルダンピング，ならびに  $\phi_1$  および  $\phi_2$  はそれぞれ UB2 および UB3 の振動モード成分を表す．表 2.6 には，参考値として，固定支承を切断しない場合も示している．しかし，その場合，中間橋脚には塑性変形が生じるので，中間橋脚上の固定支承 Fix2 は切断させることになる．固定支承 Fix2 を切断した場合，Fix3 の固定支承に作用する水平力は設定荷重（水平震度 0.32 相当）を下回り，Fix3 を切断することなく橋脚を弾性範囲内に留めることができた．しかし，実際に固定支承を設定荷重で正確に切断させるのは困難と考えられるため，設定荷重の約 10% の誤差を考慮し，Fix3 の固定支承も切断した場合についても解析を行った．表 2.6 から，3 径間モデルでは，鋼製ペローズの降伏耐荷力を設計振動単位ごとに变化させても，上部構造(UB2，UB3)は 1 次モードが卓越し，同相の挙動を示す．また，2 径間モデルと同様，応答スペクトル解析では支承摩擦の考慮の有無は鋼製ペローズの最大相対変位にそれほど影響していない．表 2.6 の Bel.2 の最大相対変位は，Fix2 および Fix3 をともに切断した場合，目標の 20cm を上回っている．鋼製ペローズの降伏耐荷力をより大きくすれば改善可能であるが，応答スペクトル解析では支承摩擦の効果を過小評価しているのでこの組合せを採用している．

表 2.6 3 径間モデルの応答スペクトル解析結果

Case モード			固定支承全て健全			Fix2の み切断	Fix2 ,Fix3 とも切断		
			収束解パターン			収束解 P6	収束解パターン		
			P1	P2	P3		P1	P2	P3
1 次	T ( sec )		0.502	0.486	0.470	0.757	1.009	0.969	0.940
			1.095	1.19	1.190	1.122	1.032	1.189	1.207
	h		0.234	0.221	0.216	0.366	0.339	0.357	0.357
	1		1	1	1	1	1	1	1
	2		0.803	0.547	0.287	0.145	0.935	0.552	0.429
2 次	T ( sec )		0.286	0.317	0.296	0.356	0.330	0.568	0.561
			-0.095	-0.190	-0.19	-0.122	-0.032	-0.189	-0.207
	h		0.092	0.227	0.127	0.211	0.046	0.381	0.380
	1		1	1	1	1	1	1	1
	2		-1.245	-1.827	-3.487	-6.805	-1.069	-1.813	-2.333
重ねあわせ	U <sub>max</sub> ( m ) 摩擦なし	Bel.2	0.080	0.082	0.077	0.167	0.279	0.295	0.286
		Bel.3	0.016	0.042	0.058	0.147	0.018	0.151	0.186
		Bel.4	0.064	0.045	0.027	0.039	0.257	0.154	0.121
	U <sub>max</sub> ( m ) 摩擦あり	Bel.2	0.077	0.079	0.072	0.166	0.272	0.279	0.269
		Bel.3	0.015	0.037	0.054	0.145	0.017	0.143	0.148
		Bel.4	0.062	0.039	0.025	0.037	0.253	0.143	0.135

#### (4) 4 径間モデル

鋼製ベローズの降伏耐荷力は 3 径間と同様，大 ( $F_y3$ )，中 ( $F_y2$ )，および小 ( $F_y1$ ) の 3 種類を用いて，各鋼製ベローズにバランスよく相対変位が生じているかどうかを検討した．3 径間モデルと同様，鋼製ベローズの降伏耐荷力の組合せケースとして，上部構造間を繋ぐ Bel.3 および Bel.4 には降伏耐荷力が小さいものを設置し，各径間の上部構造の相対変位をできるだけ大きくなるようにした．4 径間モデルにおいては，自由度を縮小したモデルは 3 自由度となるので，固有振動モードも 3 個になり，やや複雑になる．しかし，解析の手順は，(3)項と同様である．最初は，すべての固定支承を健全としたが，最終的には支承を全て切断する結果になった．鋼製ベローズの降伏耐荷力を大小小大とすれば，鋼製ベローズの相対変位がバランスよく生じるという結果が得られた．鋼製ベローズの降伏耐荷力を大小小大のケースに絞って，鋼製ベローズの相対変位を目標とする 20cm 程度の範囲内に収まるように，鋼製ベローズの降伏耐荷力の微調整を行った．最終解析結果を表 2.7 に示す．収束解パターンが P3 の結果で，鋼製ベローズの最大相対変位が目標値 20cm を少し上回っているほかは，目標値内に収まっていることがわかる．

表 2.7 4 径間モデルの応答スペクトル解析結果

Case  モード			支承を全て切断				
			収束解パターン				
			P1	P3	P4	P5	P6
1 次	T ( sec )		0.868	1.03	0.789	0.750	0.815
			0.990	0.677	0.213	0.359	1.02
	h		0.368	0.363	0.366	0.365	0.362
	1		1	1	1	1	1
	2		1.17	2	5.53	3.76	1.11
	3		0.789	1	4.49	1.09	0.228
2 次	T ( sec )		0.448	0.594	0.361	0.402	0.370
			-0.102	1	0.404	-0.078	-0.151
	h		0.346	0.363	0.261	0.343	0.296
	1		1	1	1	1	1
	2		0.318	0	0.406	0.125	0.112
	3		-1.74	1	-0.723	-1.35	-4.93
3 次	T ( sec )		0.300	0.514	0.330	0.381	0.275
			0.111	0.333	0.383	0.719	0.128
	h		0.210	0.363	0.281	0.349	0.065
	1		1	1	1	1	1
	2		-1.11	-1	-0.895	-0.470	-0.935
	3		0.373	1	0.881	0.700	0.181
重ねあ わせ	U <sub>max</sub>	Bel.2	0.190	0.214	0.041	0.059	0.176
		Bel.3	0.033	0.214	0.154	0.149	0.021
		Bel.4	0.070	0.214	0.043	0.143	0.157
		Bel.5	0.152	0.214	0.151	0.063	0.049

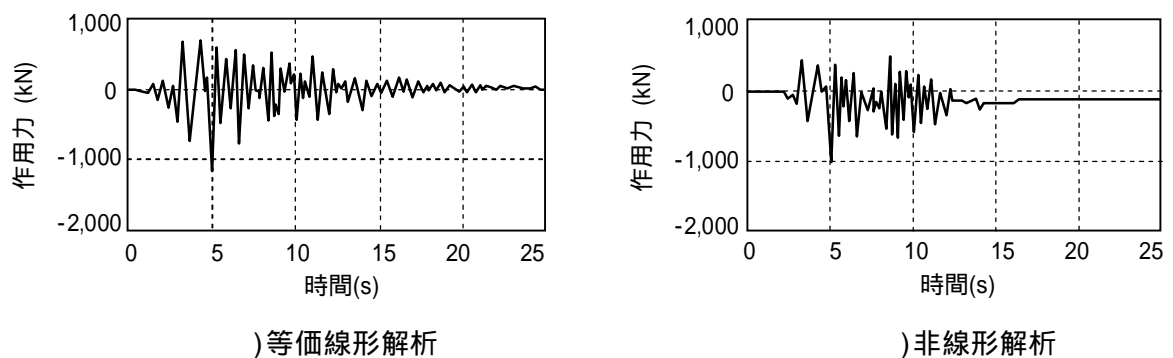
#### 2.5.4 時刻歴応答解析

前項の応答スペクトル解析では、簡単のため自由度を縮小し、等価線形解析を用いている。本項では、レベル2 タイプIIの地震波を入力した場合の等価線形および非線形の時刻歴応答解析を行い、応答スペクトル解析の結果と比較して、等価線形解析および自由度縮小法の妥当性を検討する。時刻歴応答解析においても、等価線形解析では可動支承や固定支承の切断後の摩擦は式(2.1)の等価減衰係数で考慮している。非線形応答解析を行う場合には、支承を切断する際、要素の birth and death 機能を利用する。実際の固定支承において切断荷重（水平震度 0.32 相当）を正確に設定するのは困難なことから切断荷重の約  $\pm 5\%$  の誤差を考え、切断想定時刻で固定支承の要素を無効にした。

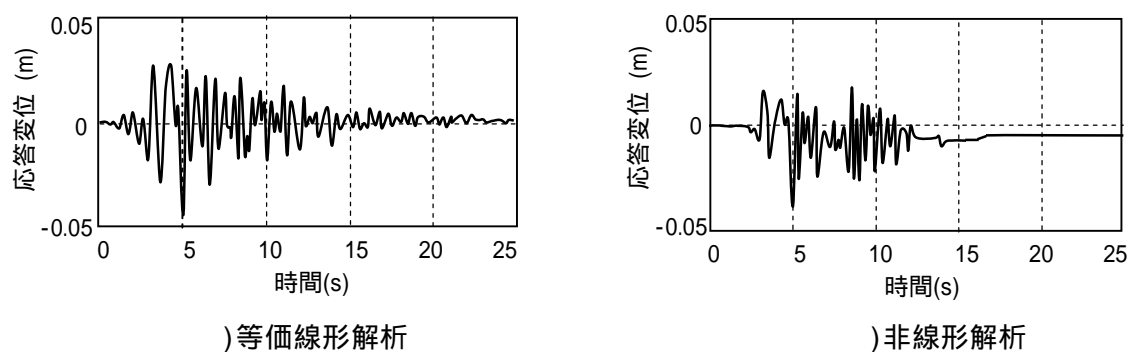
##### (1) 2 径間モデル

2 径間モデルの場合、応答スペクトル解析では、固定支承を切断しなくても鋼製ペローズの塑性変形による減衰効果により、橋脚に塑性変形はほとんど生じていない。そこで、まず、固定支承を切断しない場合について、時刻歴応答解析を行う。等価線形解析の結果と非線形解析の結果とを対比して、図 2.22 に示す。この図では、橋脚への作用力、鋼製ペローズの変位、および可動支承の荷重変形履歴曲線を示している。応答スペクトル解析による鋼製ペローズの最大相対変位（1 自由度なので上部構造変位 UB2 と同じ）約 6cm（表 2.5）に対し、時刻歴応答解析結果では、等価線形解析で約 5cm、非線形解析で約 4cm となり、比較的よく一致している。橋脚への作用力についても、等価線形解析および非線形解析とも約 1,000kN（水平震度 0.23 相当）になり差は見られない。等価線形解析では、可動支承の摩擦は等価線形減衰係数のみで表現したが、荷重変位関係は履歴型の非線形解析の結果とよく対応している（図 2.22(c)）。したがって、支承における摩擦をクーロン摩擦として等価減衰係数のみで近似可能と考えられる。2 径間モデルでは、橋台と橋脚の各振動単位の固有周期が大きく異なるため、鋼製ペローズは 2 つ（Bel.2 と Bel.3）ともエネルギー吸収効果を十分に発揮でき、固定支承が切断することなく橋脚は弾性範囲内に留まっている。しかし、固定支承の強度が設定荷重をかなり下回る場合も考えられるので、固定支承を切断した場合についても応答解析を行う。固定支承を切断させる場合、等価線形解析では途中で支承を切断することはできないので、応答スペクトル解析および時刻歴応答解析ともに、最初から固定支承による橋軸方向の拘束はないものとしている。図 2.23 に、固定支承を切断する場合の時刻歴応答解析による鋼製ペローズ（Bel.2）の変位応答波形図を示す。

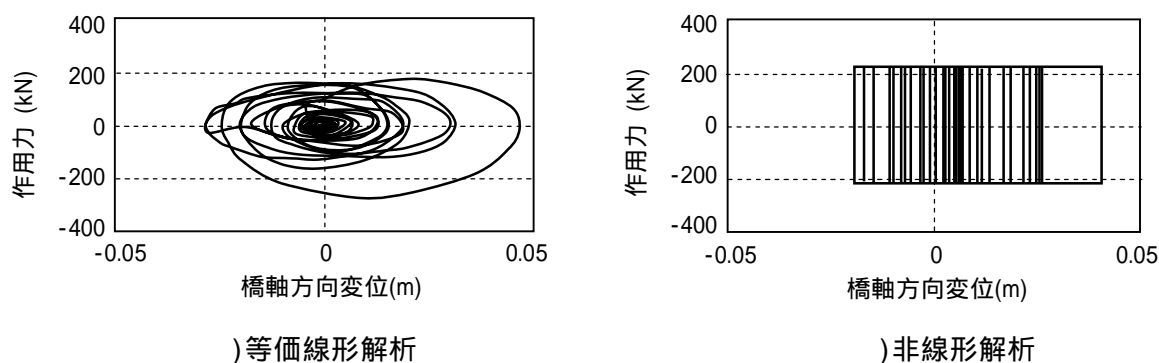
固定支承を切断する場合の応答スペクトル解析結果では、鋼製ペローズの最大相対変位は約 14cm（表 2.5）であった。時刻歴応答解析結果では鋼製ペローズの最大相対変位は等価線形解析で約 9cm、非線形解析で約 5cm となり、固定支承を切断しない場合よりも大きな差が生じた。



(a) 橋脚 P2 への作用力



(b) 鋼製ベローズ Bel.2 の変位応答波形



(c) 可動支承 Move2 の荷重-変位履歴曲線

図 2.22 固定支承を切断しない場合の時刻歴応答解析結果 (2 径間モデル)

この理由は、減衰定数別補正係数が減衰比 0.3 以上ではほとんど減少せず加速度応答スペクトルの低減がほとんど期待できないのに対し、時刻歴応答解析結果では可動支承や固定支承切断後の摩擦による吸収エネルギーが大きくなり、応答スペクトル解析より、小さい応答値が得られたためと考えられる。時刻歴応答解析の等価線形解析と非線形解析において、応答変位の差がやや大きくなった理由は、等価線形解析では最初から固定支承による橋軸方向拘束を無視

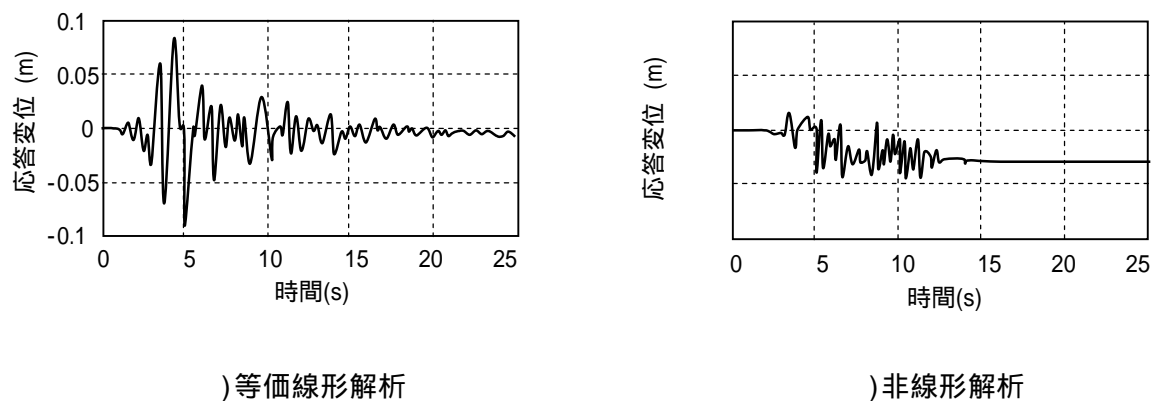


図 2.23 固定支承を切断する場合の鋼製ベローズ Bel.2 の時刻歴応答解析結果  
(2 径間, 鋼製ベローズの変位応答波形)

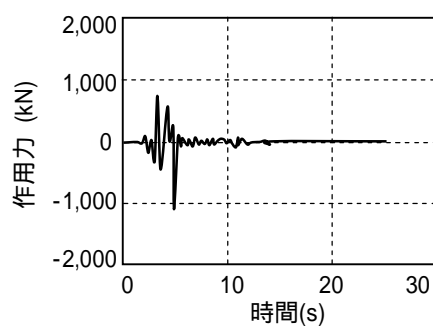
したためと考えられる．このように，解析モデルが異なるという問題はああるものの，応答スペクトル解析で設計しておけば，上部構造の変位を大きめに評価し，安全側の設計になることがわかった．

## (2) 3 径間モデル

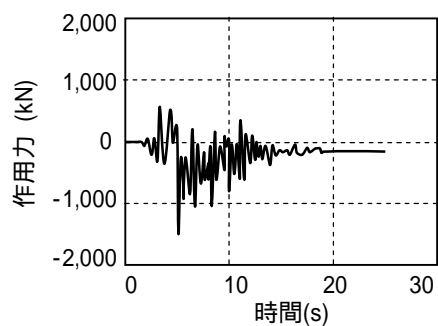
時刻歴応答解析では，応答スペクトル解析結果より算出した最適な鋼製ベローズの降伏耐力力の組合せ（中小大）を用いた．表 2.6 の応答スペクトル解析結果には，参考値として，固定支承を切断しない場合の解析結果も示しているが，その場合，中間橋脚には塑性変形が生じている．

固定支承 Fix2 を切断させる場合，固定支承 Fix3 に作用する水平力は設定荷重（水平震度 0.32 相当）を下回り，支承を切断させることなく橋脚を弾性範囲内に留めることができることがわかった．しかし，実際に固定支承を設定荷重で正確に切断させるのは困難と考えられるため，設定荷重の約 10% の誤差を考慮して，固定支承 Fix3 を切断する場合についても時刻歴応答解析を行った．図 2.24 には固定支承 Fix2 のみ切断する場合，図 2.25 には，固定支承 Fix2 および Fix3 の両方を切断する場合の非線形時刻歴応答解析結果を示す．いずれの場合も，中間橋脚に作用する水平力は，弾性範囲内にある．Fix2 のみ切断する場合，各鋼製ベローズの最大相対変位は，それぞれ，7cm，4cm，および 6cm となり，応答スペクトル解析から得る収束解のパターン（中中小）とはやや異なっている．固定支承を全て切断した場合の非線形時刻歴応答解析結果では，各鋼製ベローズの最大相対変位は 16cm，2cm，および 14cm となり，応答スペクトル解析の収束解のパターン P1（大小大）に近くなっている．また，応答スペクトル解析結果の最大相対変位に比べ，非線形時刻歴応答解析による鋼製ベローズの最大相対変位はいずれもか



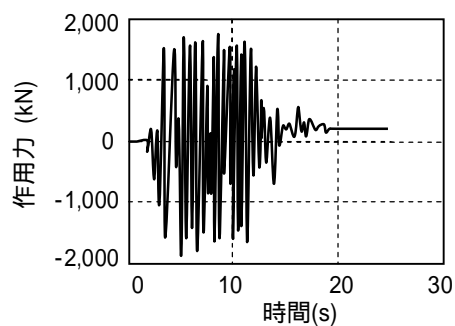


i) 橋脚 P2

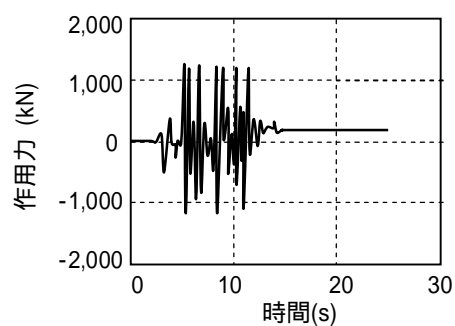


ii) 橋脚 P3

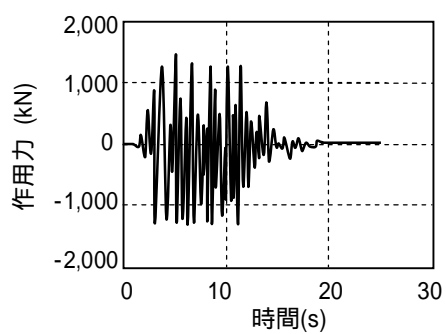
(a) 橋脚への作用力



i) Bel.2



ii) Bel.3



iii) Bel.4

(b) 鋼製ペローズの作用荷重の応答波形

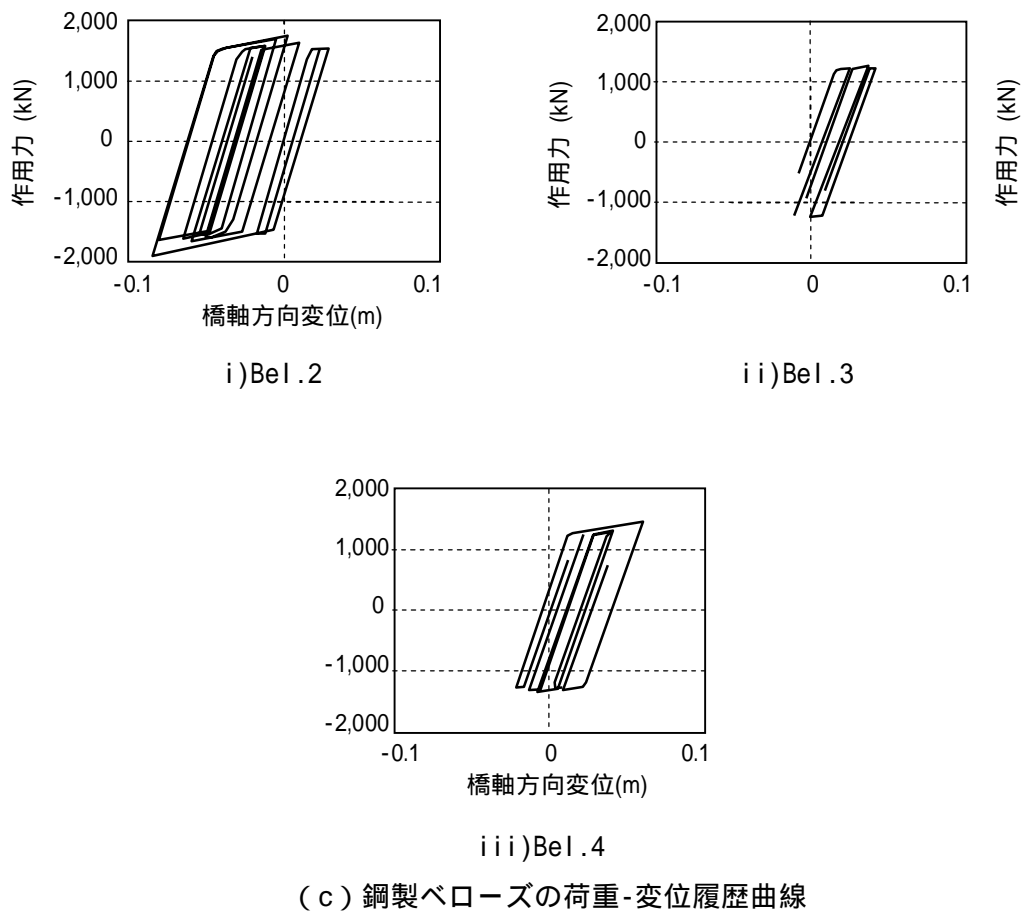


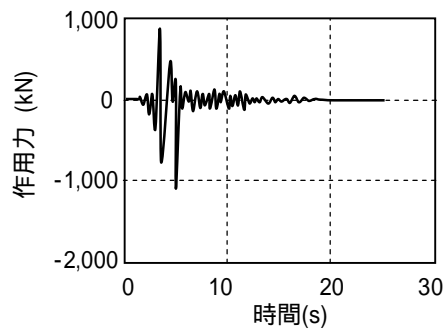
図 2.24 固定支承 Fix2 のみを切断する場合の時刻歴応答解析結果 (3 径間モデル, 非線形)

なり小さくなっている。

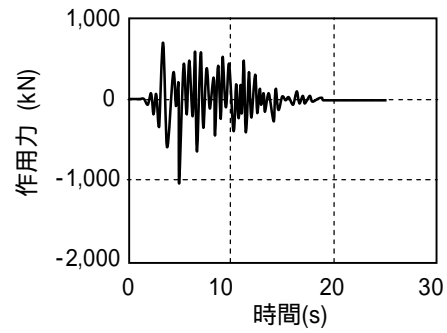
固定支承を 1 つだけ切断する場合，上部構造の挙動が複雑となり，応答スペクトル解析で用いている簡易モデルによる解析精度は悪くなる。しかし，非線形解析による時刻歴応答解析結果は，いずれも応答スペクトル解析の結果より小さくなっており，設計目標である鋼製ベローズの降伏耐荷力の最適な組合せを決定するには，簡易モデルによる応答スペクトル解析は十分有効な手段になりうるということがわかった。

### (3) 4 径間モデル

応答スペクトル解析の結果により，橋脚の応答を弾性範囲に留めるためには，支承を全て切断させる必要があることがわかった。そこで，まず，応答スペクトル解析結果より算出した最適な鋼製ベローズの降伏耐荷力の組合せ（大小小大）を用いて，支承を全て切断させる場合の

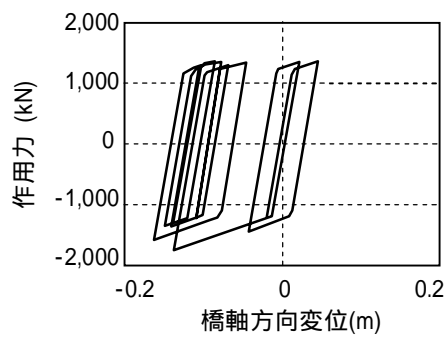


i) 橋脚 P2

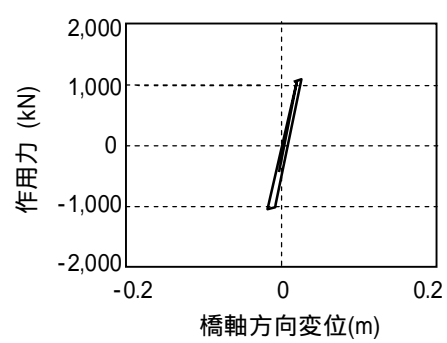


ii) 橋脚 P3

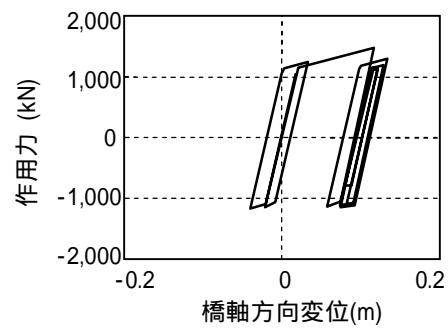
(a) 橋脚への作用力



i) Bel.2



ii) Bel.3



iii) Bel.4

(b) 鋼製ペローズの荷重-変形履歴曲線

図 2.25 固定支承 Fix2 および Fix2 の両方を切断する場合の時刻歴応答解析結果  
(3 径間モデル, 非線形)

等価線形解析による時刻歴応答解析を行い、応答スペクトル解析の結果と比較する。表 2.8 には、鋼製ペローズの変位応答結果を応答スペクトル結果と対比して示す。

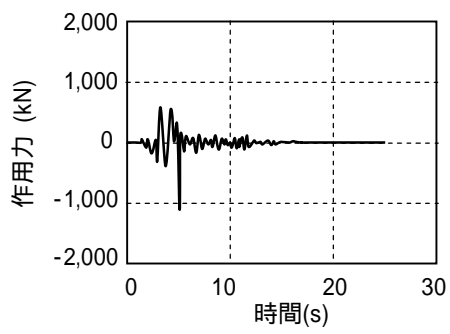
表 2.8 より、解析モデルに自由度の相違はあるものの、ともに最初から橋脚の固定支承を切断した解析モデルを用いた等価線形化解析であり、両者は全般にほぼ一致している。応答スペクトル解析に比べ、時刻歴応答解析の結果が全体的に小さくなる理由は、前述したように、可動支承と切断した固定支承における上部構造との摩擦が応答スペクトル解析では十分考慮されていないためである。つぎに、非線形の時刻歴応答解析による検討を行っている。図 2.26 (a) には、中間橋脚に作用する水平力を示す。固定支承の切断時に橋脚 P4 で弾性範囲をわずかに越えるが、それ以外は弾性範囲内にある。前節にも述べたが、要素の birth and death 機能を用いて、固定支承の切断を表現する場合、瞬時に支承を切断させることになるので、やや大き目の応答値を与える。

図 2.26(b)には各鋼製ペローズの作用荷重の応答波形を、同図(c)にはペローズの荷重変位履歴曲線を示す。Bel.2 と Bel.5 では、最大相対変位で約 9cm となり、Bel.3 と Bel.4 では、最大相対変位が、約 4cm となった。等価線形解析の結果（表 2.8）と比較すると、1 次モードが卓

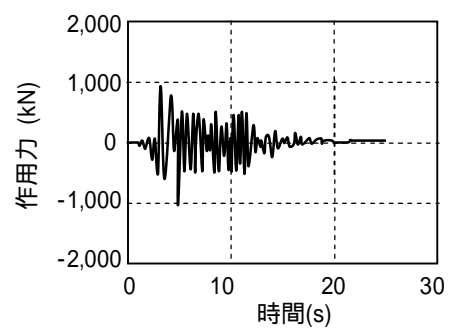
表 2.8 等価線形解析によるペローズの変位応答結果（4 径間モデル）

固定支承条件		全て切断 (Fix2,3,4)				
収束パターン		P1	P3	P4	P5	P6
$U_{Smax}$ (m) スペクトル解析	Bel.2	0.190	0.214	0.041	0.059	0.176
	Bel.3	0.033	0.214	0.154	0.149	0.021
	Bel.4	0.070	0.214	0.043	0.143	0.157
	Bel.5	0.152	0.214	0.151	0.063	0.049
$U_{tmax}$ (m) 時刻歴 解析	Bel.2	0.105	0.105	0.039	0.049	0.100
	Bel.3	0.020	0.085	0.080	0.070	0.018
	Bel.4	0.040	0.085	0.023	0.070	0.075
	Bel.5	0.090	0.105	0.090	0.050	0.040

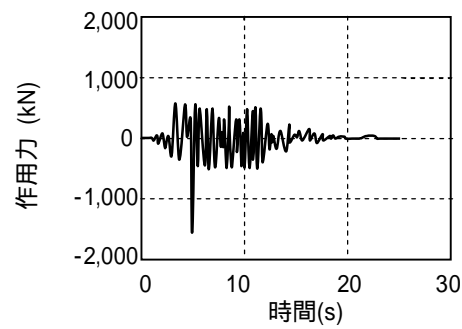
越している収束解パターン P1 に最も近いことがわかる。応答スペクトル解析に比べるとかなり小さい値になるが、等価線形の時刻歴応答解析による結果とはほぼ等しい値が得られている。等価線形では、最初から固定支承 Fix2, Fix3, および Fix4 を切断しているなど、非線形時刻歴応答解析の解析モデルとは異なるが、支承を全て切断した場合は、等価線形の時刻歴応答解析により、比較的精度よく、応答を予測できると考えられる。また、応答スペクトル解析は、可動支承や固定支承切断後の摩擦による減衰効果の影響を過小評価するため、かなり安全側の結果を与えることがわかった。



i) 橋脚 P2

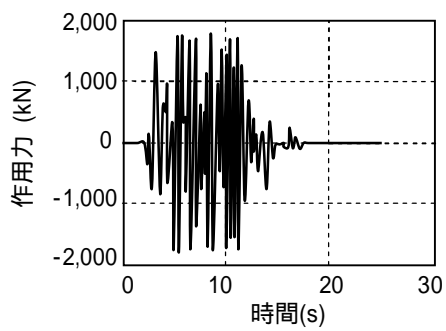


ii) 橋脚 P3

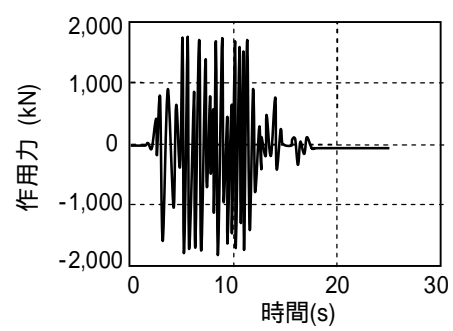


iii) 橋脚 P4

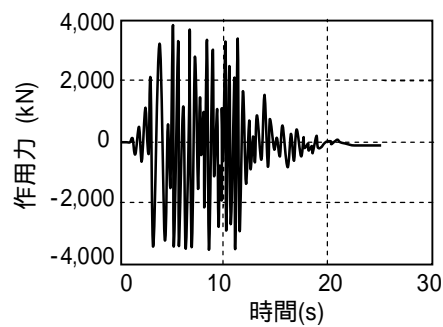
(a) 橋脚への作用力



i) Bel.3

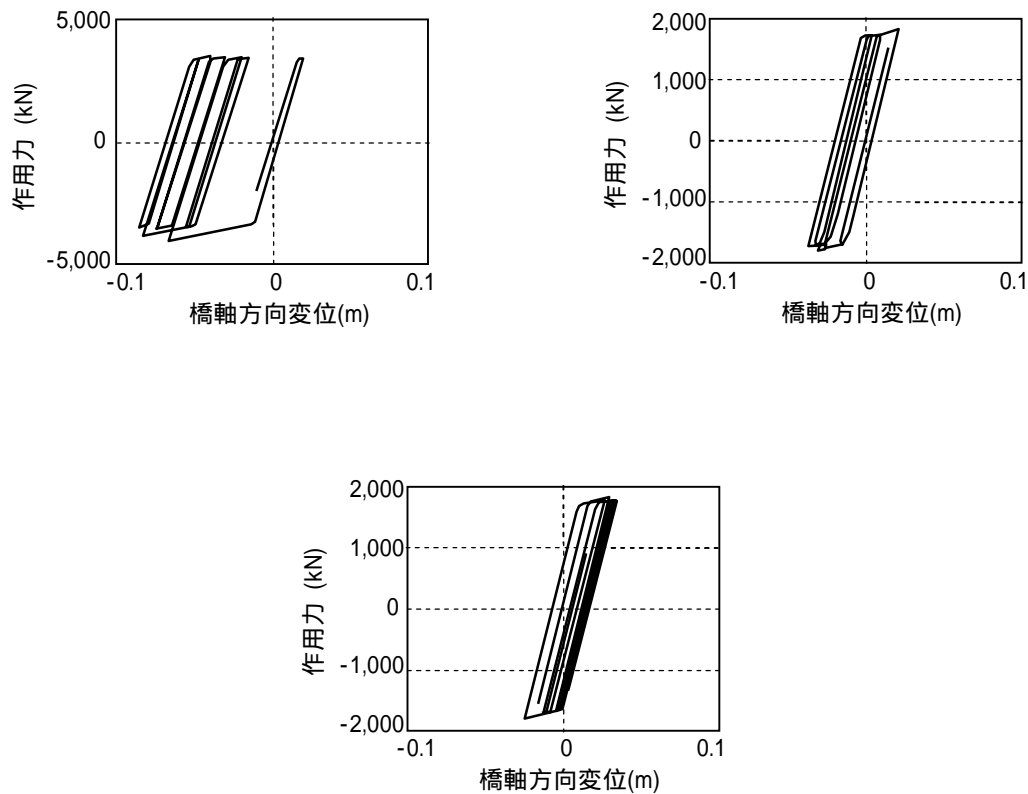


ii) Bel.4



iii) Bel.5

(b) 鋼製ペローズの作用荷重の応答波形



iii)Bel.4

(c) 鋼製ペローズの荷重-変位履歴曲線

図 2.26 固定支承をすべて切断する場合の時刻歴応答解析結果 (4 径間モデル, 非線形解析)

## 2.6 まとめ

本章では，単純支持桁が 2 連以上連続する鋼製橋脚を含む橋全体系に対し，レベル 2 のような強地震動に対しては，支承を意図的に切断させ，その後は，落橋防止構造を兼ねる鋼製ペローズによるエネルギー吸収効果により，上部構造や橋脚の変位を抑えることを目指す提案を行い，その有効性を有限要素法による地震応答解析によって検討した．

本章の検討では，高剛性橋台に挟まれた 2 径間，3 径間，および 4 径間の単純支持桁橋とそれを支える鋼製橋脚からなる対象橋梁の橋軸方向についての検討に限られるが，以下の点を明らかにした．

- (1) 支承を切断させた後も，鋼製ペローズによるエネルギー吸収により，上部構造に生じる水平変位を伸縮継手で比較的容易に吸収可能な 10cm～15cm 程度に抑えられることを明

らかにした。

- ( 2 ) 橋脚に作用する水平地震力を大きく低減できるがわかった。
- ( 3 ) 支承をヒューズメンバーとし、落橋防止を兼ねる鋼製ベローズを用いる方法は、強地震動に対する耐震設計の有効な手段になりうるという結果を得た。
- ( 4 ) 3 径間や 4 径間のように多径間になると、同じ耐荷力の鋼製ベローズを用いるのではなく、振動単位ごとに、耐荷力の異なる鋼製ベローズを設置する方が効果的なことを明らかにした。
- ( 5 ) 単純支持桁が 2 連以上連続する鋼製橋脚を含む橋全体系に対し、落橋防止構造を兼ねる鋼製ベローズの耐荷力の組合せを等価線形化解析法に基づく応答スペクトル解析により決定する設計手法を提案し、その妥当性を等価線形解析および非線形時刻歴応答解析により検討した。
- ( 6 ) その結果、高剛性橋台に挟まれた 2 径間、3 径間、および 4 径間の単純支持桁橋と鋼製橋脚からなる対象橋梁の橋軸方向についての検討に限られるが、応答スペクトル解析は安全側の値を与え、鋼製ベローズの最適な耐荷力の組合せを決定する耐震設計の有効な手段になりうるという結果を得た。

## 参考文献

- [2.1] 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，丸善，1996.12.
- [2.2] 土木学会関西支部阪神大震災調査研究委員会：阪神淡路大震災調査研究委員会報告書-大震災に学ぶ，鋼構造，土木学会関西支部，1998.6.
- [2.3] 小畑 誠，栗原位充，後藤芳顯：高エネルギー吸収型耐震連結板の強度および変形特性，土木学会論文集，No.612/I-46，pp.239-249，1999.2.
- [2.4] 川島一彦，庄治 学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果，土木学会論文集，No.612/I-46，pp.129-142，1999.1.
- [2.5] 伊津野和行，児島孝之，鈴木亮介，和田教志，濱田 譲，吉野 伸：ゴム材の圧縮変形を利用した地震時反力分散装置の開発，土木学会論文集，No.563/I-39，pp.71-78，1997.4.
- [2.6] 加藤さやか，清宮 理：免震用波形鋼板の発生応力の検討，土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集，I-B77，pp.152-153，1999.9.
- [2.7] ANSYS ユーザーエレメントマニュアル，1996。
- [2.8] 高機能の鋼部材の橋梁への活用法に関する研究，(財)災害科学研究所報告書，pp.41-49，1999.7.

### 第3章 履歴型桁連結装置の連続桁橋への適用

#### 3.1 まえがき

本章では，地震時水平力分散支承で支持された鋼連続桁橋を対象に，鋼製ペローズを適用した場合の有効性について検討した研究成果をまとめている．研究対象とした橋梁の両端は橋台支持とし，橋台と上部構造間に落橋防止構造を兼ねる履歴型桁連結装置としての鋼製ペローズを設置する．径間数は3とし，中間橋脚に震度法および保有水平耐力法で設計したRC単柱橋脚あるいは壁式橋脚を用いる．橋軸方向に対する検討に加え，これまであまり検討されていない橋軸直角方向の耐震性能についても検討する．解析プログラムには，汎用有限要素法解析パッケージ ANSYS(ver5.5)[3.1]を用いる．

#### 3.2 解析モデルと計算方法

##### 3.2.1 対象とした解析モデル

図 3.1 には，対象とした鋼 3 径間連続桁橋の側面図を示す．上部構造は主桁間隔 2.3m の 5 本主桁，上部構造死荷重は 12.9MN，基礎地盤は都市部で一般的な 種地盤とした．表 3.1 には，上部構造の主要諸元を示す．図 3.2 には，橋台部の桁連結装置として設置される鋼製ペローズを示す．桁との接続は取り替え可能な摩擦接合を用いる．材質は低降伏点鋼を用いることも考えられるが，安価な普通鋼材でも十分機能を発揮できる構造について検討する．鋼製ペローズは，中小地震（レベル 1），および主桁の温度伸縮により生じる橋軸方向変形に対して，生じる応力は弾性範囲内にあるように設計する．鋼製ペローズ単体の繰返し載荷実験[3.2]によれば，厚さ 1.9cm，円筒部の直径 30cm と 40cm の鋼製ペローズで，10cm～30cm の繰返し載荷に対しても安定した履歴特性を有することが確認されている．加工時にかなりの残留応力が生じるが，焼鈍等により除去していない．表 3.2 には，解析に用いた中間橋脚の諸元を示す．本章では，橋脚は鉄筋コンクリート製の単柱橋脚および壁式橋脚を対象とした．単柱橋脚については，高さを 3 通りに変化させた．平成 8 年度版道路橋示方書に従い，断面を高さ方向に 50 分割し各断面位置でも断面を 50 要素に細分割して，平面保持の仮定のもとにコンクリートや鉄筋の降伏を考慮して橋脚設計を行う表計算を利用したプログラムを開発し，断面諸元を決定した．橋脚の設計では，上部構造の有効重量は橋脚の種類や高さにかかわらず，橋軸方向および橋軸直角方向ともに死荷重反力相当（4.90MN）としている．橋脚の高さが 11m の場合に限り，保有水平耐力法と震度法との両方で設計している．図 3.3 および図 3.4 には，橋脚の荷重 - 水平変位関係の一例として，高さ 11m の単柱橋脚と壁式橋脚との荷重 - 水平変位関係を示す．どちらも，保有水平耐力法の TypeII での計算結果である．これらの図の縦軸は，地震水平力を



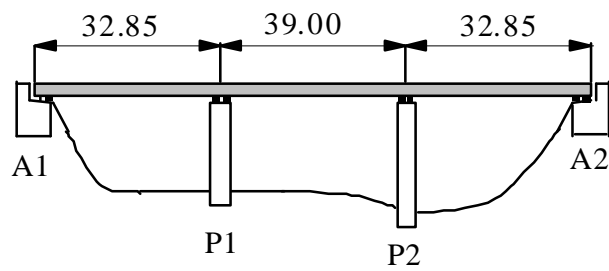


図 3.1 鋼 3 径間連続桁橋モデル (寸法単位:m)

表 3.1 上部構造主要諸元

項目	単位	値
床版舗装死荷重	MN	9.37
鋼主桁横桁等死荷重	MN	2.47
その他死荷重	MN	1.10
合計死荷重	MN	12.9
鋼主桁腹板高さ	m	1.7
鋼主桁 1 本当り断面積	m <sup>2</sup>	0.0496
鋼主桁 1 本当り断面 2 次モーメント	m <sup>4</sup>	0.0234

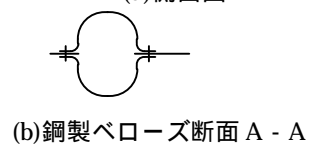
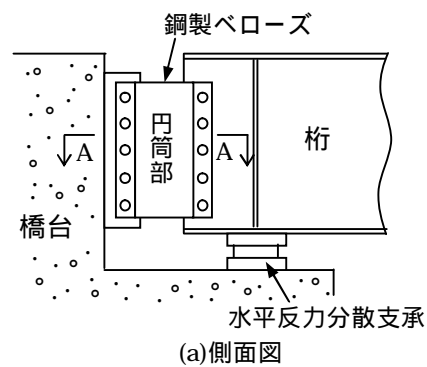


図 3.2 桁連結装置としての鋼製ベローズの設置例

水平震度換算で表し，横軸の水平変位は橋脚の天端位置での変位で表している．壁式橋脚の橋軸直角方向に関しては，せん断破壊が曲げ破壊に先行するため，せん断耐力が保有水平耐力になる．水平震度の換算には橋脚の等価重量も考慮している．したがって，壁式橋脚の橋軸直角方向に関しては，橋脚全重量を等価重量として水平震度を求めている．表 3.2 には，各橋脚の鉄筋降伏時および終局状態時（最外縁に配置された軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみがタイプ II の終局ひずみに達する時）の橋脚の荷重および水平変位と水平震度換算で表した地震時保有水平耐力を示す．単柱式橋脚の橋軸方向および橋軸直角方向と壁式橋脚の橋軸方向との保有水平耐力は，水平震度で 0.6～0.7 程度になっている．壁式橋脚の橋軸直角方向はせん断耐力により保有水平耐力が決まり，震度法設計と保有水平耐力法とのそれぞれにつき，水平震度で 0.93 と 1.32 の保有水平耐力を有している．このように決定した諸元を有する橋脚を表 3.3 のように組合せて，7 ケースの橋脚の耐震性について検討している．地震時水平力分散支承には高減衰ゴム支承を用いる．高減衰ゴム支承はゴムに生じるせん断ひずみに依存する非線形な履歴特性を有するため，等価剛性と等価減衰定数とをせん断ひずみのベキ級数で表し[3.3]，後述する等価線形化法に基づく応答スペクトル法により，設計水平地震力が作用した場合にゴムに生じる最大せん断ひずみが 250%を越えないよう寸法を設計する．

表 3.2 解析に用いた RC 橋脚の諸元

設計方法	構造形式	橋脚高さ (m)	主鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	橋軸方向				橋軸直角方向				保有水平耐力 (水平震度換算)	
				降伏時		終局時		降伏時		終局時			
				降伏荷重 (MN)	水平変位 (cm)	終局荷重 (MN)	水平変位 (cm)	降伏荷重 (MN)	水平変位 (cm)	終局荷重 (MN)	水平変位 (cm)	橋軸方向	橋軸直角方向
保有水平耐力法	単柱	6	669	2.58	1.8	3.32	10.3	2.74	1.9	3.30	16.5	0.60	0.60
		11	1,096	3.17	2.8	4.23	22.2	3.49	3.6	4.28	35.2	0.66	0.67
		15	1,358	3.35	4.6	4.57	23.4	3.62	5.6	4.41	52.9	0.63	0.61
	壁式	11	1,874	3.72	4.9	4.28	32.6	9.90	1.5	11.0	1.4	0.65	1.32
震度法	単柱	11	873	1.64	5.0	2.21	19.9	1.85	6.0	2.23	27.1	0.39	0.39
	壁式	11	912	2.07	3.9	2.42	45.5	6.47	1.3	7.71	1.2	0.37	0.93

表 3.3 RC 橋脚の組合せ

設計方法	構造形式	橋脚高さ(m)		橋脚ケース名
		橋脚 P1	橋脚 P2	
保有水平耐力法	単柱	11	11	C1111
		11	6	C116
		15	6	C156
		11	15	C1115
	壁式	11	11	CW1111
震度法	単柱	11	11	S1111
	壁式	11	11	SW1111

### 3.2.2 有限要素法モデル

主桁，横桁，床版等からなる上部構造を一本のはりにモデル化する．床版と主桁を一体とし，床版は全断面有効として，ねじりに対して開断面として挙動するものとして剛性を決定する．地震時水平力分散支承は等価線形のばねと減衰要素で表現し，応答スペクトル解析で得られた等価剛性および等価減衰を用いる．支承の減衰は，応答スペクトル解析で得られた等価減衰定数より剛性比例型の粘性減衰として次式で評価する．

$$c = (c/k) \cdot k = (2h_B / \omega_1) \cdot k \quad \dots \dots \dots (3.1)$$

ここに，

$h_B$  : 等価減衰定数（応答スペクトル解析）  
 $\omega_1, k$  : 1 次の固有円振動数と等価剛性

橋脚は鉄筋コンクリートの全断面を有効とした剛性を有する弾性のはり要素でモデル化する．そして，塑性ヒンジの発生を考慮するために橋脚基部に生じる塑性ヒンジ長の間位置に非線形回転ばねを設ける．なお，単柱橋脚の場合，橋軸方向と橋軸直角方向との塑性ヒンジ長の差は小さいため，橋軸方向と橋軸直角方向との塑性ヒンジ長の間位置の平均位置に回転ばねを設ける．しかし，壁式橋脚の場合，橋軸方向と橋軸直角方向とでは塑性ヒンジ長の差が大きくなるので橋軸方向，橋軸直角方向別々に回転ばねを設ける．回転ばねの剛性はその位置での曲げモーメントと曲率の関係を図 3.3 および図 3.4 に示した荷重 - 水平変位曲線より求める．橋台は，橋軸方向および橋軸直角方向ともに，固有周期 0.1 秒を有するばね質点モデルで表現する．上部構造には 3%，橋脚・橋台には 5% の減衰を考慮する．鋼製ペローズは，文献[3.4]と同様に非線形の荷重変位特性をバイリニア型の骨格曲線で表現し，履歴型の復元力特性を用いる（図 3.5）．橋台と橋脚下端とは完全固定

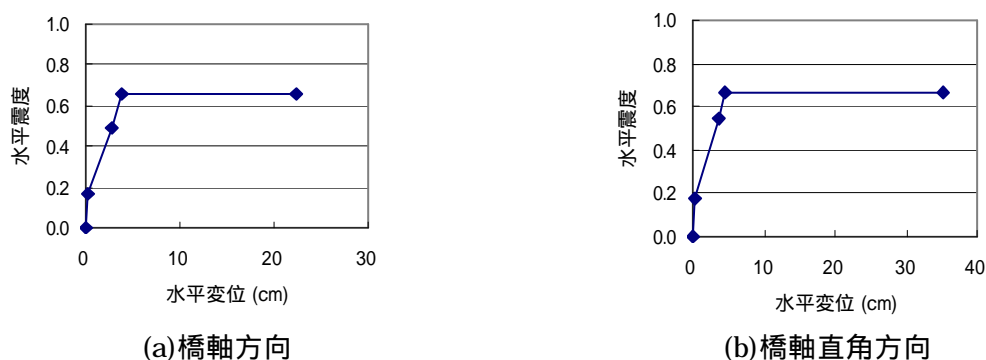


図 3.3 単柱橋脚の荷重-水平変位曲線（橋脚高 11m, 保有水平耐力法, Type II）

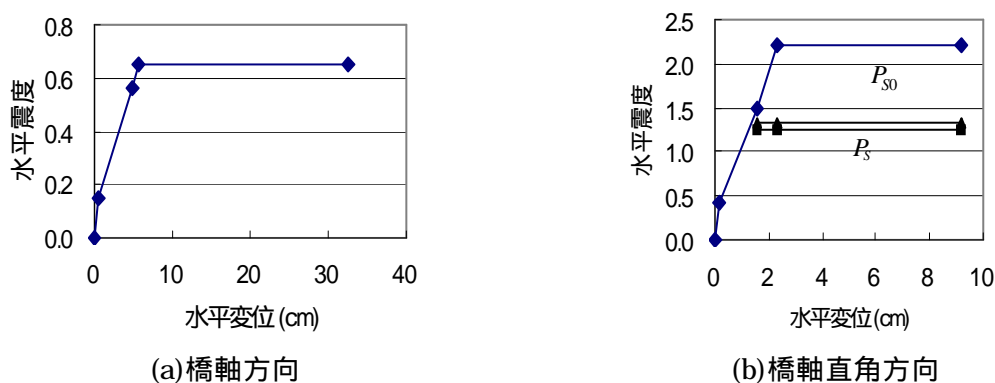


図 3.4 壁式橋脚の荷重-水平変位曲線（橋脚高 11m，保有水平耐力法, Type II）

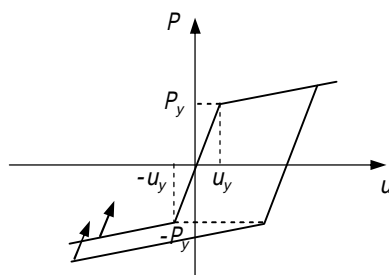


図 3.5 鋼製ペローズの水平荷重-水平変位曲線

とし、地盤の剛性や減衰は考慮していない。入力地震波として、道路橋示方書の 2 種地盤のタイプ II（直下型）の強地震動に対する応答スペクトルを満足するよう実地震波を修正した波形[3.5]を使用する。時刻歴応答解析では、用意されている 3 種の地震波を用いた計算を数ケース行い、その結果に大差がなかったことから、3 種の地震波の中から図 3.6 に示す波形を用いる。

### 3.2.3 応答スペクトル解析モデル

橋軸方向の解析では、上部構造は剛体とし、質量・ばねモデルで表現する。自由度として橋軸方向変位のみを考慮し、橋台は十分に剛として橋台変位は無視している。自由度数は、上部構造と中間橋脚の変位 2 個との計 3 個である。支承や鋼製ペローズおよび橋脚はすべて等価な線形ばねと減衰要素で表現する。

橋軸直角方向の解析については、上部構造の面外曲げの影響は無視できない。そこで、

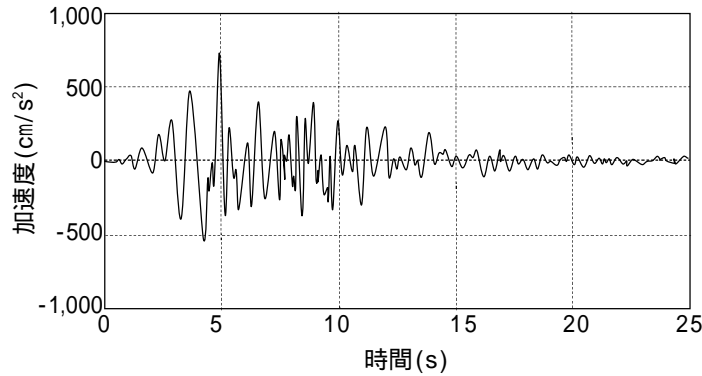


図 3.6 計算に用いた地震加速度波形（タイプ II，直下型）

上部構造の質量は整合質量（分布質量）要素で表し，面外曲げに関する自由度として面外変位とたわみ角を考慮できるはり要素を用いている．橋台および橋脚位置で上部構造のねじり変形は拘束されているので上部構造のねじり変形は考慮していない．レベル 2 の地震動入力に対して，橋台上で橋軸直角方向に支承を固定した場合と支承を可動にした場合との両方について検討を行う．支承や橋脚はすべて等価な線形ばねと減衰要素で表現する．自由度数は，上部構造の中間橋脚と橋台における面外変位とたわみ角 8 個および中間橋脚の変位 2 個の計 10 個になる．橋脚ばねには，中間橋脚の曲げ変形による天端位置でのたわみ角による上部構造の面外変位の影響も考慮している．

等価線形化法に基づく応答スペクトル解析の手順は，文献[3.4]とほぼ同様で，最初に，上部構造と鋼製ペローズの有効設計変位を仮定し，支承と橋脚および鋼製ペローズの等価な線形ばねと減衰を算定する．つぎに，固有値解析により各モードの固有周期を計算する．各モードの固有周期に対応する応答スペクトルの変位応答値を求め減衰定数別補正係数を乗じ補正する[3.5]．各モードの変位応答値を二乗和平方根法により重ね合わせ，得られた鋼製ペローズの有効設計変位と仮定した有効設計変位との差が $\pm 5\%$ 以内になるまで，計算を繰り返す．以上の手順に従い，技術計算ソフトウェアの MATLAB[3.6]を用いて計算プログラムを作成している．

### 3.3 応答スペクトル解析

#### 3.3.1 橋軸方向

両端の橋台と上部構造間に，履歴型桁連結装置として鋼製ペローズを用いた場合について，中間橋脚の変位を鉄筋降伏変位以内にとすることと，上部構造変位を伸縮継手で比較的容易に吸収可能な 10cm～15cm 程度に抑えることを目標に，鋼製ペローズの降伏耐力を決定している．鋼製ペローズの降伏耐力は，震度法では塑性変形が生じないように，かつ保

有水平耐力法レベルの強地震時には大きな吸収エネルギーを発揮できるように、ここでは、震度法の設計水平震度を 0.2 程度と考え、上部構造全死荷重の 20%～30%程度に設定している。鋼製ペローズの初期剛性は、中小地震（レベル 1）および主桁の温度伸縮により生じる橋軸方向変形に対して、主桁およびペローズに生じる応力が弾性範囲内になるように決める。本章では、鋼製ペローズの初期剛性は、震度法における中間橋脚上の支承剛性とほぼ等しい値としている。比較のため、エネルギー吸収性能のない通常の落橋防止装置を用いた場合についても計算している。通常の落橋防止装置を用いた計算ケースでは、落橋防止装置が作動する変位が生じるまで落橋防止装置は力を負担しないので、ここでは落橋防止装置の剛性および減衰とも零としている。

表 3.4 には、レベル 2 タイプ II の場合の計算結果をまとめている。保有水平耐力法で設計した橋脚には 1.47MN、震度法で設計した橋脚には 1.67MN の降伏耐力を有する鋼製ペローズを用いている。上部構造を一本のはりで表しているので、5 本分の主桁に対する値に相当する。

応答スペクトル解析では、橋台を剛とみなし、橋軸方向には、上部構造は一体で動くとしているため、表の上部構造変位は、橋台部での支承変位となる。

表 3.4 より通常の落橋防止装置を用いた場合には、上部構造に大きな橋軸方向変位が生じており、伸縮継手部で衝突が生じる可能性が高い。橋脚についても、保有水平耐力法で設計したケースについては、表 3.2 に示した終局変位を下回っているが鉄筋降伏変位をかなり上回る大きな変位が生じている。震度法で設計した単柱橋脚の変位は終局変位も超えている。

しかし、桁連結装置として鋼製ペローズを用いた場合には、上部構造変位は 10cm を少し超える程度に収まっている。橋脚変位についても、すべて鉄筋の降伏変位より小さくなっている。さらに、震度法で設計された橋脚変位も、鉄筋の降伏変位を下回っている。したがって、震度法のみで設計された単柱橋脚でも、桁連結装置として鋼製ペローズを用いることにより、上部構造や橋脚に生じる変位を伸縮継手部で吸収可能な程度に留めることができ、橋脚の損傷も軽微なものに留めることが可能と考えられる。

表 3.4 応答スペクトル法による橋軸方向変位の計算結果(レベル 2 タイプ II)(単位: cm)

設計方法	橋脚ケース	鋼製ペローズ使用						通常の落橋防止装置使用					
		上部構造変位	P1 橋脚部		P2 橋脚部		上部構造変位	P1 橋脚部		P2 橋脚部		橋脚変位	支承変位
			橋脚変位	支承変位	橋脚変位	支承変位		橋脚変位	支承変位	橋脚変位	支承変位		
保有水平耐力法	C1111	11.3	1.96	9.30	1.96	9.30	27.0	4.78	22.3	4.78	22.3		
	C116	10.8	1.88	8.87	1.12	9.64	25.9	4.56	21.3	4.01	21.9		
	C156	10.8	1.88	8.96	1.12	9.75	27.2	6.70	20.5	4.90	22.3		
	C1115	12.0	2.07	9.90	2.93	9.04	28.1	5.00	23.1	6.94	21.2		
	CW1111	11.1	1.84	9.25	1.84	9.25	28.5	6.82	21.7	6.82	21.7		
震度法	S1111	6.97	3.43	3.54	3.43	3.54	35.0	21.1	13.9	21.1	13.9		
	SW1111	8.44	1.69	6.76	1.69	6.76	32.3	17.1	15.2	17.1	15.2		

支承の等価剛性は 15 ～ 30 MN/m，ペローズの等価剛性は 30 ～ 40 MN/m 程度であり，ペローズの等価剛性の方がやや大きくなっている．橋脚変位が鉄筋の降伏変位を下回っている場合，橋脚の等価剛性は表 3.2 に示した降伏時の荷重と変位の比で与えられ，30 ～ 150 MN/m 程度になる．一方，橋脚の等価減衰定数 0.05，支承の等価減衰定数 0.15 ～ 0.17 程度に対し，ペローズの等価減衰定数は 0.42 前後となり，橋全体の等価減衰定数 (0.27 ～ 0.31) に大きく影響している．

以上より，応答スペクトル法を用いた計算では，履歴型桁連結装置としての鋼製ペローズは非常に有効であることが示された．

以上の保有水平耐力とは別に，震度法レベルの地震動入力についても応答スペクトル法で計算し，すべてのケースについて上部構造変位は 0.7cm 程度以内となり，鋼製ペローズおよび橋脚ともに弾性範囲内に留まっていることを確認している．

### 3.3.2 橋軸直角方向

震度法レベルの地震に対しては，伸縮継手の損傷を許さないように橋台部の直角方向変位は固定される．保有水平耐力法では支承変位を固定せず伸縮継手の損傷を許すことが多い．ここでは，保有水平耐力レベルの強地震時に対しても橋台の支承部で橋軸直角方向に上部構造の変位を固定した場合と可動にした場合の両方について検討する．

履歴型桁連結装置として，鋼製ペローズを図 3.2 のように設置した場合，橋軸方向には有効に機能するが，橋軸直角方向の効果については検討を行っていない．橋軸直角方向にもエネルギー吸収性能を発揮させるためには，橋軸方向とは別に橋台ないし橋脚と上部構造間に減衰装置を設置することが考えられる．しかし，設置するスペースの問題に加え，橋軸方向変位を拘束しないようにするため，取付部がかなり複雑になることから，橋軸直角方向用の減衰装置を設置せずにすませる方が望ましい．そこで，橋軸方向の桁連結装置としてのみ鋼製ペローズを設置し，橋軸直角方向用の減衰装置は設置しないものとして，耐震性の検討を行う．

支承の諸元は，橋軸方向と同じとする．表 3.5 には，橋台上で支承は固定とした場合の保有水平耐力タイプ 地震に対する応答スペクトル法による計算結果を示す．数値計算には，節 3.2 で説明した上部構造の横曲げ変形に加え，橋脚の荷重変位関係も考慮した．表 3.5 より保有水平耐力法で設計されたケースでは，高さ 6m の橋脚に鉄筋の降伏変位をわずかに上回る変位が生じているものの，その他の橋脚変位はすべて鉄筋の降伏変位より小さくなっていることがわかる．震度法のみで設計された橋脚のうち，単柱橋脚変位は降伏変位をかなり超えているが，壁式橋脚の変位は，鉄筋の降伏変位以下になっており，せん断耐力にも余裕がある．これらのことから，壁式橋脚のように余力が大きい場合には，橋軸直角方向については，橋台部で変位を固定することにより，橋軸直角方向の鋼製ペローズを設置しなくても，レベル 2 地震に対し大きな損傷は生じさせない設計が可能と思わ

れる。

表 3.5 応答スペクトル法による橋軸直角方向  
変位の計算結果（単位：cm）  
（保有水平耐力法タイプ，橋台部固定）

設計 方法	橋脚 ケース	橋脚 P1			橋脚 P2		
		上部 構造 変位	橋脚 変位	支承 変位	上部 構造 変位	橋脚 変位	支承 変位
保 耐 法	C1111	17.4	3.22	13.5	17.4	3.22	13.5
	C116	16.8	3.11	13.1	16.7	2.21	14.1
	C156	16.6	3.23	12.7	16.4	1.93	14.1
	C1115	18.0	3.33	14.1	18.2	4.48	12.7
	CW1111	12.9	0.16	12.7	12.9	0.16	12.7
震 度 法	S1111	21.5	8.28	11.5	21.5	8.28	11.5
	SW1111	12.9	0.16	12.7	12.9	0.16	12.7

次に橋台部で橋軸直角方向変位を許し，可動にした場合について，表 3.6 に解析結果を示す．表 3.6 より，橋軸直角方向に変位を可動にした場合には，上部構造変位はかなり大きくなり，壁式橋脚を除いて橋脚変位は鉄筋の降伏変位を大きく超えている．保有水平耐力法により設計した橋脚では，高さ 6m の橋脚を除き終局変位にはかなりの余裕があるが，震度法で設計した単柱橋脚の変位は終局変位を超えている．伸縮装置の損傷を避けるためからも，橋台部で橋軸直角方向に固定する方が望ましいと考えられる．

表 3.6 応答スペクトル法による橋軸直角方向  
変位の計算結果（単位：cm）  
（保有水平耐力法タイプ，橋台部可動）

設計 方法	橋脚 ケース	橋脚 P1			橋脚 P2		
		上部 構造 変位	橋脚 変位	支承 変位	上部 構造 変位	橋脚 変位	支承 変位
保 耐 法	C1111	45.7	9.27	34.6	45.7	9.27	34.6
	C116	49.9	20.4	25.2	50.9	24.9	20.8
	C156	48.9	18.7	26.4	50.3	23.8	21.5
	C1115	50.3	20.9	25.1	50.1	20.3	25.7
	CW1111	27.4	0.65	26.6	27.4	0.65	26.6
震 度 法	S1111	52.0	30.9	14.7	52.0	30.9	14.7
	SW1111	28.3	0.94	27.2	28.3	0.94	27.2



### 3.4 時刻歴応答解析

前節の応答スペクトル解析では，簡単のため自由度を縮小し，等価線形化解析を用いている．本節では，地震波を入力した場合の非線形の時刻歴応答解析を有限要素法により行い，応答スペクトル解析の結果と比較して，等価線形化解析および自由度縮小の妥当性を検討する．応答スペクトル法によって求めた諸元を有する鋼製ペローズを図 3.5 に示す履歴型の非線形ばねで表し，図 3.6 に示す地震波を入力して，上部構造や橋脚変位，鋼製ペローズの荷重変位関係を求める．解析モデルとして，節 3.2 に示した上部構造を一本のはりで表した有限要素モデルを用いる．

#### 3.4.1 橋軸方向

表 3.7 には，桁連結装置として鋼製ペローズを用いた場合の非線形地震応答解析結果をまとめている．鋼製ペローズの降伏耐荷力は，保有水平耐力法の 5 ケースには 1.47 MN，震度法の 2 ケースには 1.67 MN を用いる．降伏変位 2 次剛性の値はすべて 1.7cm/50kN/cm としている．表 3.4 と比較すると，上部構造変位と支承変位はやや大きい値となっている．保有水平耐力法で設計した橋脚変位については，やや小さい値となり，鉄筋降伏変位を下回っている．震度法で設計した橋脚では，単柱式および壁式ともに鉄筋降伏変位を超える変位が生じている．表 3.4 の応答スペクトル解析の計算値では，震度法で設計した橋脚においても，単柱式および壁式ともに鉄筋降伏変位を下回っているのに，時刻歴応答解析の橋脚変位計算値が大きくなった理由は次のように考えられる．図 3.3，および図 3.4 に示したように，コンクリートにひび割れが生じるまでの全断面有効のときの剛性は，ひび割れが生じた後の鉄筋降伏変位までの剛性に比べかなり大きい．時刻歴地震応答解析では，

表 3.7 非線形時刻歴応答解析による橋軸方向

変位の計算結果（単位：cm）

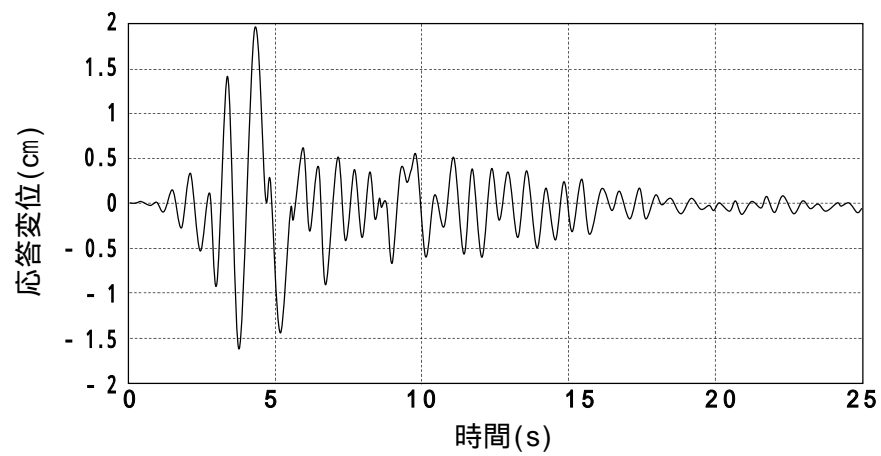
（レベル 2 タイプ，鋼製ペローズ）

設計 方法	橋脚 ケース	上部 構造 変位	橋脚 P1		橋脚 P2	
			橋脚 変位	支承 変位	橋脚 変位	支承 変位
保 耐 法	C1111	14.5	1.40	11.1	1.39	10.8
	C116	14.1	1.13	11.4	0.83	10.6
	C156	14.3	1.94	11.2	0.89	11.0
	C1115	14.4	1.32	11.7	1.96	10.2
	CW1111	14.2	1.65	11.3	1.65	11.3
震 度 法	S1111	13.6	6.14	7.70	6.22	6.36
	SW1111	13.1	4.15	9.31	4.17	8.13

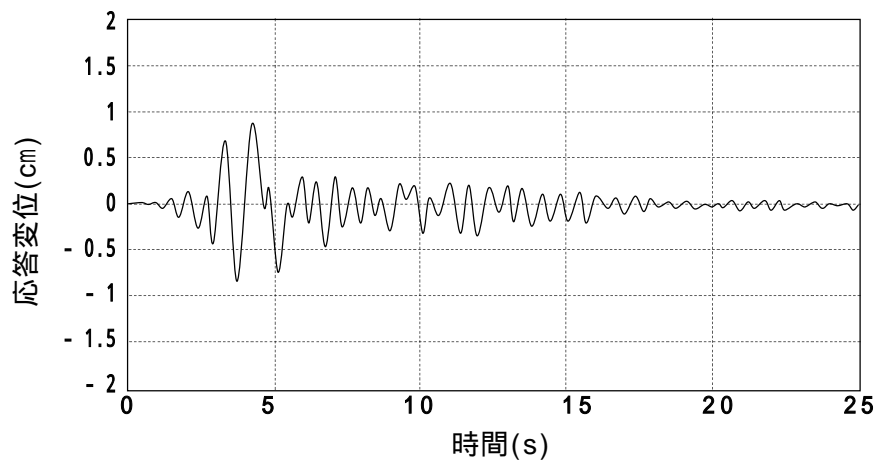
橋脚を全断面有効とした剛性を有する弾性は要素で表し，下端部に塑性ヒンジを表すばねを用いているので，橋脚が弾性範囲内にある間は，ひび割れが生じた後の鉄筋降伏変位までの剛性を用いた場合に比べ，下端に大きなモーメントを生じる可能性が高い．震度法で設計した橋脚の保有水平耐力は，保有水平耐力法で設計した橋脚の保有水平耐力の約半分であるため，レベル 2 タイプ の入力地震波により，橋脚下端部に塑性ヒンジが発生し大きな変位を生じている．一方，応答スペクトル法では，橋脚の荷重 - 水平変位関係を考慮した等価線形化したばねを用いているので，ひび割れが生じた後の鉄筋降伏変位までの等価剛性が橋脚剛性と評価され，鉄筋降伏変位を下回る変位が得られたものと考えられる．

図 3.7 には，保有水平耐力法で設計した橋脚の組合せの中で橋脚高さが最も異なるケース C156 の橋脚変位の応答波形および鋼製ベローズの荷重変位履歴曲線を示す．高さ 15m の橋脚 P1 に比べ，高さ 6m の橋脚 P2 は半分以下の応答変位になっていることがわかる．また，鋼製ベローズの荷重変位履歴曲線より，大きなエネルギー吸収が行われていることが確認できる．鋼製ベローズのエネルギー吸収効果を定量的に明らかにするため，鋼製ベローズおよび支承それぞれのエネルギー吸収量を計算した[3.7]．鋼製ベローズを設置したケースでは，橋脚はほぼ弾性範囲に留まるので，鋼製ベローズと支承の減衰効果が橋梁全体系のエネルギー吸収に最も寄与する．図 3.8 は図 3.7 に示した結果を用いて計算した起点側(左端)の鋼製ベローズと中間橋脚 P2 における支承のエネルギー吸収量の時刻歴変化を示す．エネルギー吸収量の合計を，図 3.8 の積分より計算すると，それぞれ 2.3 MN・m および 0.87 MN・m になる．同様に，終点側(右端)の鋼製ベローズおよび他の支承のエネルギー吸収量の合計を計算し，左右の鋼製ベローズ合計と 4 個の支承合計を比較すると，エネルギー吸収量の合計は，それぞれ 4.6 MN・m および 2.8 MN・m となる．以上の検討結果からも，鋼製ベローズは，高減衰ゴムを用いた支承に比べて 1.65 倍の減衰効果を発揮できていることがわかる．図 3.9 に震度法で設計した橋脚変位の応答波形を示す．図 3.9 より，橋脚変位が鉄筋降伏変位を超えるのは単柱式および壁式ともに 1 回だけで，応答変位塑性率（最大変位 / 降伏変位）はそれぞれ 1.24 および 1.06 と許容塑性率 2.98 および 8.1 に比べ十分に小さく，残留変位も 1cm 以下と小さい．震度法で設計した橋脚でも損傷はそれほど大きなものではないといえよう．

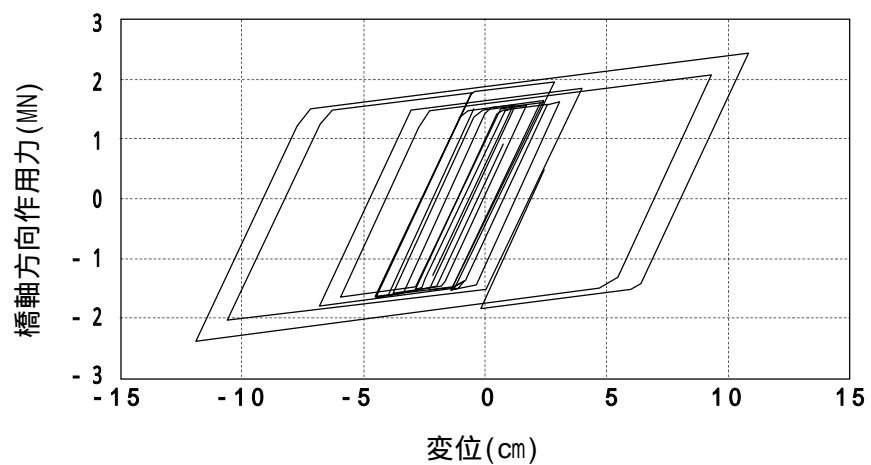
表 3.8 には，通常の落橋防止装置を用いた場合の非線形地震応答解析結果をまとめている．表 3.4 と比較すると，上部構造変位は比較的近い値が得られているが，橋脚変位は，保有水平耐力法で設計された壁式を除きかなり大きい値となっている．この理由も，前述したように，応答スペクトル法では，橋脚の荷重 - 水平変位関係を考慮して等価線形化したばねを用いているのに対し，時刻歴地震応答解析では，橋脚を全断面有効とした剛性を有する弾性は要素で表し，下端部に塑性ヒンジを表すばねを用いているので，エネルギー吸収が期待できない通常の落橋防止装置を用いた場合には，塑性ヒンジの回転変形が大きく生じたためと思われる．以上のことから，時刻歴地震応答解析による解析結果は，減



(a) 橋脚 P1 変位の応答波形

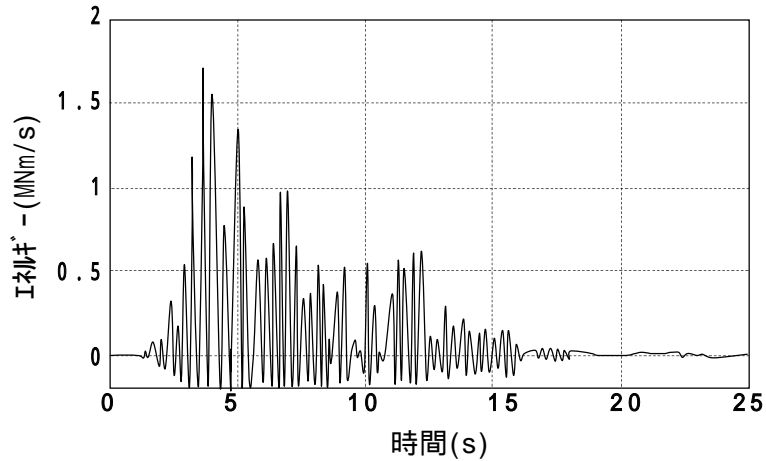


(b) 橋脚 P2 変位の応答波形

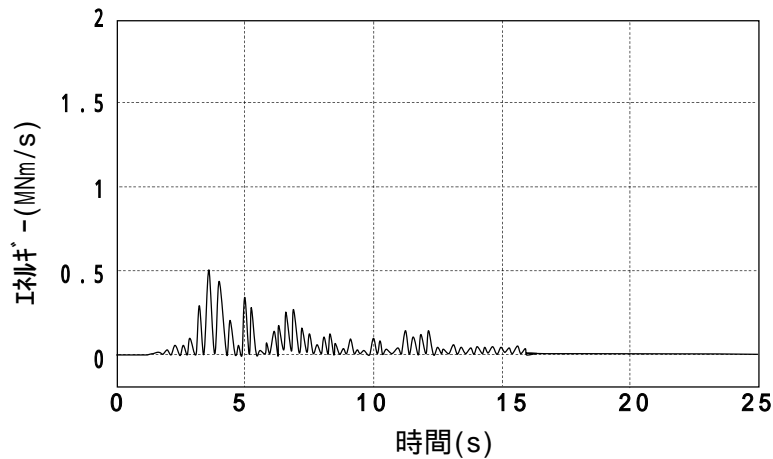


(c) 鋼製ペローズの荷重-変位履歴曲線

図 3.7 橋軸方向時刻歴応答解析結果  
(橋脚ケース C156, レベル 2 タイプ , 鋼製ペローズ)



(a) 鋼製ベローズのエネルギー吸収量応答波形



(b) 支承のエネルギー吸収量応答波形

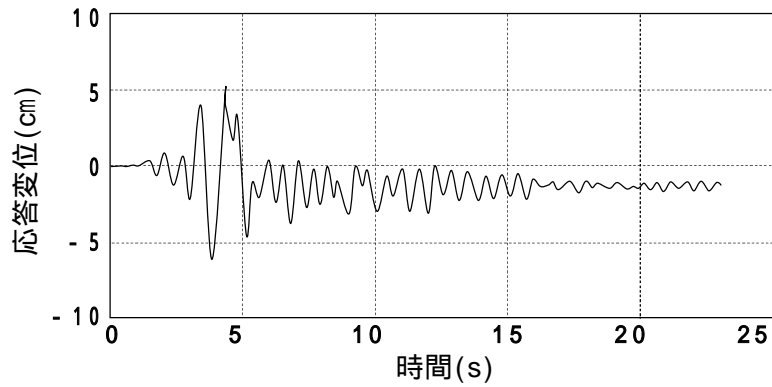
図 3.8 エネルギー吸収量応答結果

(橋脚ケース C156, レベル 2 タイプ , 鋼製ベローズ)

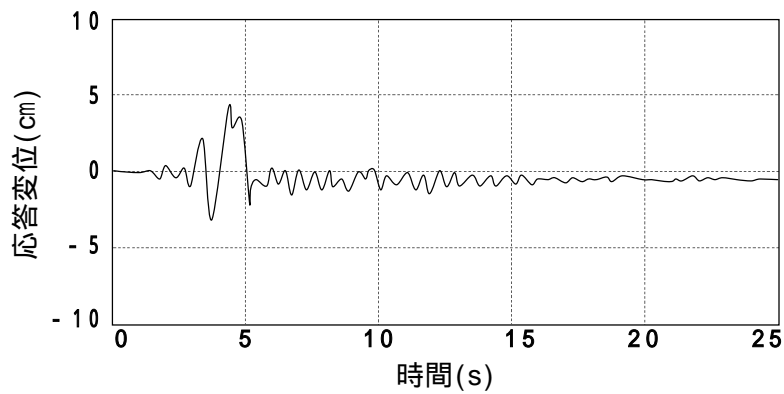
衰が小さく非線形性がより大きく現れる場合には，簡易モデルを用いた応答スペクトル法と比較して大きい応答値を与えるものの，橋脚の損傷に及ぼす鋼製ベローズの減衰効果に関しては良好な結果が得られている．したがって，等価線形化法に基づく応答スペクトル法は，鋼製ベローズの予備設計法として十分実用的な手段になると考えられる．また，時刻歴地震応答解析でも，履歴型桁連結装置としての鋼製ベローズの有効性を確認できた．

#### 3.4.2 橋軸直角方向

応答スペクトルを用いた結果から，橋台で橋軸直角方向変位を固定した場合には，橋軸直角方向用の減衰装置は設置する必要はないと考えられ，本項でも橋軸方向にのみ鋼製ベ



(a) 橋脚 P1 変位の応答波形(橋脚ケース S1111)



(b) 橋脚 P1 変位の応答波形(橋脚ケース SW1111)

図 3.9 震度法で設計された橋脚ケースの橋軸方向時刻歴応答解析結果  
(レベル 2 タイプ , 鋼製ペローズ)

表 3.8 非線形時刻歴応答解析による橋軸方向  
変位の計算結果 (単位 : cm)

(レベル 2 タイプ , 通常の落橋防止構造)

設計 方法	橋脚 ケース	上部 構造 変位	橋脚 P1		橋脚 P2	
			橋脚 変位	支承 変位	橋脚 変位	支承 変位
保有 耐力 法	C1111	31.2	8.88	20.7	8.62	21.8
	C116	29.6	8.14	19.8	7.81	22.3
	C156	30.3	12.6	20.4	21.8	20.3
	C1115	30.5	6.46	22.7	8.63	22.8
	CW1111	29.8	4.66	23.1	4.73	24.2
震度 法	S1111	32.5	26.6	11.1	26.5	12.4
	SW1111	30.3	26.9	12.1	26.8	13.7

表 3.9 非線形時刻歴応答解析による橋軸直角方向

変位の計算結果（単位：cm）

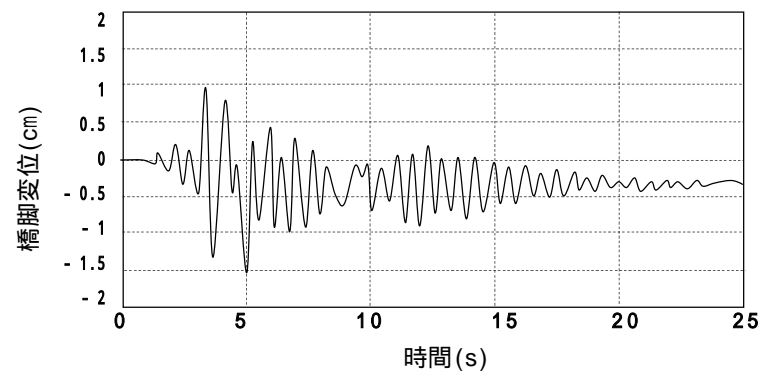
（レベル 2 タイプ，橋台部固定）

設計 方法	橋脚 ケース	橋脚 P1			橋脚 P2		
		上部 構造 変位	橋脚 変位	支承 変位	上部 構造 変位	橋脚 変位	支承 変位
保有 耐力 法	C1111	16.4	1.36	14.3	16.4	1.54	14.3
	C116	15.8	1.04	14.1	15.8	3.52	13.7
	C156	15.9	1.60	13.7	15.9	0.78	14.6
	C1115	16.0	1.12	14.2	16.0	1.62	13.7
	CW1111	15.7	0.13	15.1	15.9	0.13	15.1
震 度 法	S1111	17.7	8.76	9.58	17.7	8.68	9.58
	SW1111	15.9	0.19	15.2	15.9	0.19	15.2

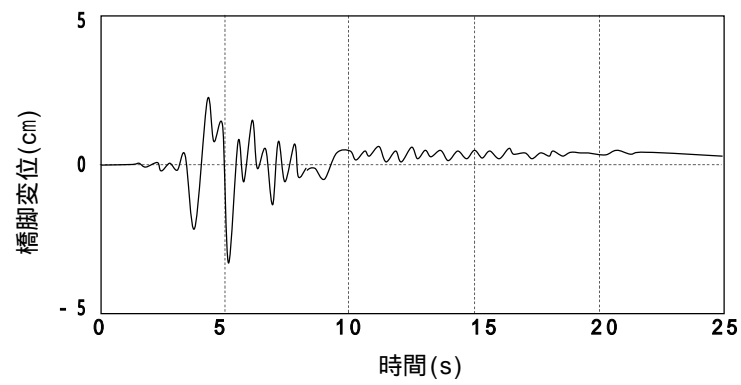
ローズを設置しているとして解析している．表 3.9 には，橋台部で橋軸直角方向変位を固定した場合についての解析結果を示す．表 3.5 の応答スペクトル解析結果と比較すると，保有水平耐力法で設計した橋脚の上部構造変位はほぼ同等か少し小さい結果が得られ，橋脚の変位はケース C116 の橋脚 P2 を除きかなり小さい結果が得られている．震度法で設計した橋脚では，表 3.5 の応答スペクトル解析結果と上部構造変位・橋脚変位ともほぼ等しいか少し小さい値が得られている．ケース C116 の橋脚 P2 で時刻歴応答解析の変位が応答スペクトル解析より大きくなった理由は，橋軸方向解析結果と同様に，橋脚下端に塑性ヒンジが発生する場合は，等価線形化解析の方が小さめの値を与えるためと考えられる．保有水平耐力法で設計した橋脚変位は，ケース C116 の橋脚 P2 以外すべて鉄筋降伏変位を下回っている．震度法で設計した単柱橋脚は，応答変位塑性率 1.46 と鉄筋降伏変位を超える変位が生じているものの，壁式橋脚の変位は鉄筋降伏変位を下回っている．

図 3.10 には，橋台部で橋軸直角方向変位を固定した場合の，各ケースの橋脚 P2 の水平変位の応答波形を示す．図 3.10 より，橋脚の最大変位が鉄筋降伏変位を超えている C116 と S1111 の 2 ケースについても，応答変位塑性率はそれぞれ 1.85 および 1.44 であり許容塑性率 8.7 および 4.5 に比べ十分に小さく，残留変位も 1cm 以下と小さいことがわかる．橋台上で橋軸直角方向の上部構造変位を固定した場合，ケース C116 以外，保有水平耐力法ではかなりの余裕ある設計となっている．図 3.10 の(a)および(c)で，最大変位が鉄筋降伏変位を下回っているのにごくわずかであるが残留変位が生じている理由は，橋脚下端の塑性ヒンジ部に挿入した回転非線形ばねにコンクリートのひび割れを考慮していることによるものである．

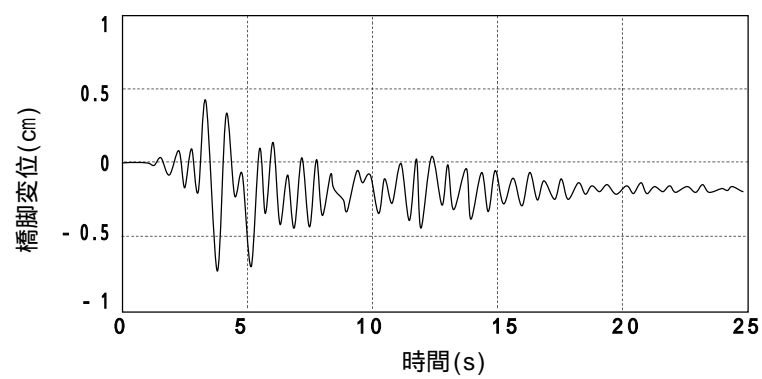
橋脚高さが 6m の場合（C116）のケースを除き，時刻歴地震応答解析は，応答スペクトル法を用いた計算結果に比べ小さめの値を与え，応答スペクトル法は安全側の値となっている．なお，上部構造の面外変形による桁中央の変位は，桁全長のほぼ 1/500 程度になるので，鋼桁は弾性範囲にあるとみなせるものの，RC 床版の曲げひずみは 0.15% 程度になる



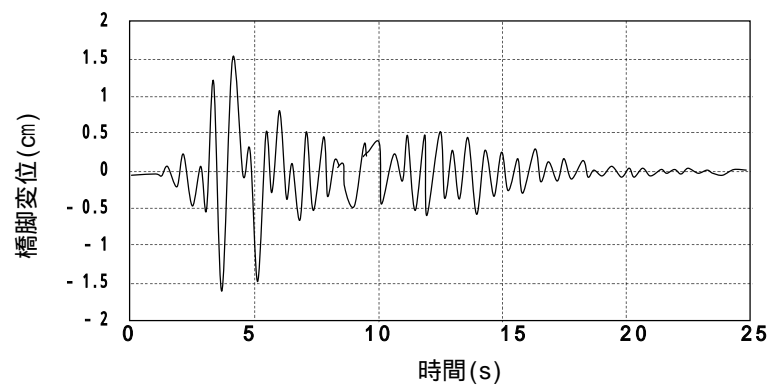
(a) 橋脚 P2 変位 (橋脚ケース C1111)



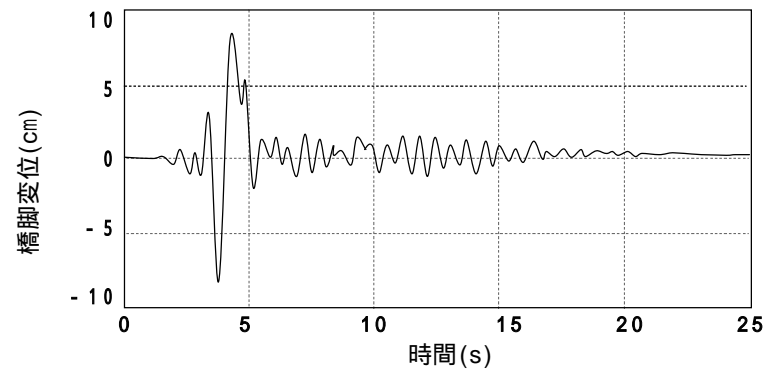
(b) 橋脚 P2 変位 (橋脚ケース C116)



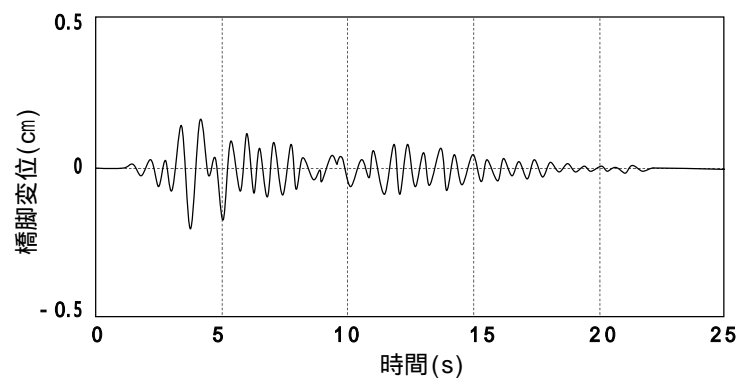
(c) 橋脚 P2 変位 (橋脚ケース C156)



(d) 橋脚 P2(橋脚ケース C1115)変位



(e) 橋脚 P2 変位(橋脚ケース S1111)



(f) 橋脚 P2 変位(橋脚ケース SW1111)

図 3.10 橋軸直角方向時刻歴応答解析結果  
(レベル 2 タイプ , 橋台部固定)



ため、床版に曲げひび割れが発生する可能性が高く、部分的な床版補修は必要になると考えられる。

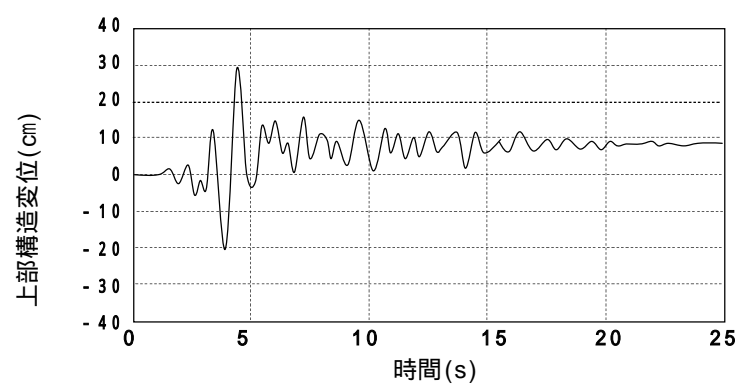
次に、橋台の支承部で橋軸直角方向変位を可動とした場合の地震応答解析について検討する。橋台部可動の条件では、橋脚の組合せとして、C1111、C156、および SW1111 の 3 ケースについて時刻歴応答解析を行った。図 3.11 には、C1111、C156、および SW1111 の橋脚 P2 位置での上部構造変位と橋脚 P2 の水平変位を示す。図 3.11 と表 3.6 との応答スペクトル解析結果とを比較すると、上部構造変位および橋脚変位はともにかなり小さい値が得られているが、橋脚変位は降伏変位をかなり超えており、残留変位も大きい。壁式橋脚では、震度法で設計した場合にも、橋脚変位は鉄筋の降伏変位を下回っている。橋軸直角方向についても、時刻歴応答解析の結果は、全般的に等価線形法に基づく応答スペクトル法と近い結果が得られている。

橋脚上で、橋軸直角方向に支承を損傷させないよう完全に固定できるとした場合には、橋脚変位は鉄筋の降伏変位を下回るか少し超える程度で大きな損傷を生じる可能性は小さい。しかし、橋台部で橋軸直角方向の変位を許し、可動にした場合には、上部構造変位もかなり大きくなり、単柱橋脚を用いた場合には、橋脚に大きな損傷を生じる可能性が高い。

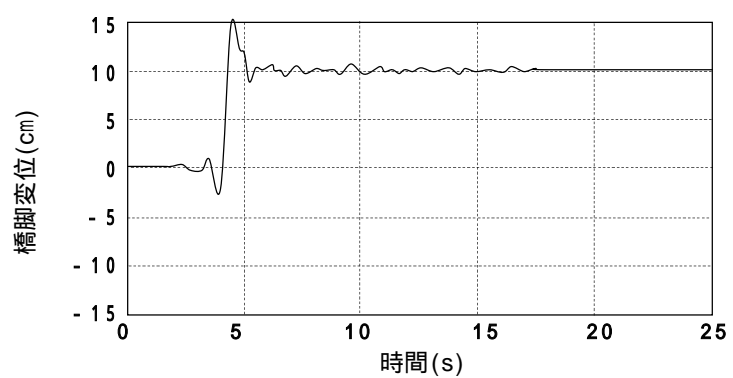
### 3.5 まとめ

本章では、履歴型の桁連結装置を地震時水平力分散型の支承を有する鋼 3 径間連続桁橋に適用し、その有効性を検討した研究成果をとりまとめた。上部構造を一本のはりに置換し、橋軸方向および橋軸直角方向の応答スペクトル解析と時刻歴応答解析とを行った。本章で示した研究成果の主なものをまとめて以下に示す。

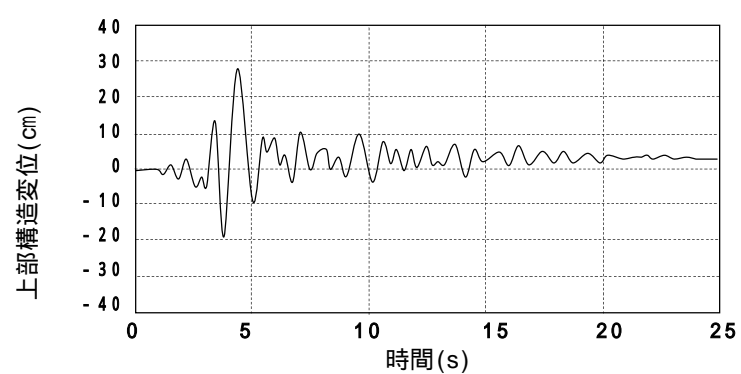
- (1) 重要度の高い橋では、橋の供用期間中に発生する頻度の低いレベル 2 のような強地震動に対しても上部構造や橋脚に生じる変位を限定された範囲内に抑えることが望ましいことを述べた。エネルギー吸収性能を有さない通常の落橋防止装置を用いれば、レベル 2 のような強地震時には、橋軸方向の地震による上部構造変位が大きくなり、橋脚や伸縮継手にかなりの損傷を生じる可能性が高いことがわかった。これに対し、両端の橋台部に降伏耐荷力が両端合計で上部構造全死荷重の 20% 強（震度法レベルで設計された単柱橋脚については、30% 弱）の鋼製ベローズを桁連結装置として用いることによって、上部構造や橋脚に生じる水平変位を大きく抑えることができ、橋脚に伝わる地震力もかなり低減できることを示した。
- (2) 橋台の支承部においてせん断ブロック等により橋軸直角方向変位を固定した場合、レベル 2 の強地震時に対しても、震度法レベルで設計された単柱橋脚を除いた橋脚に、橋軸直角方向地震入力による塑性変形は生じなかった。震度法レベルで設計された単柱橋脚についても、塑性変位を少し超えた程度の変位しか生じなかった。そ



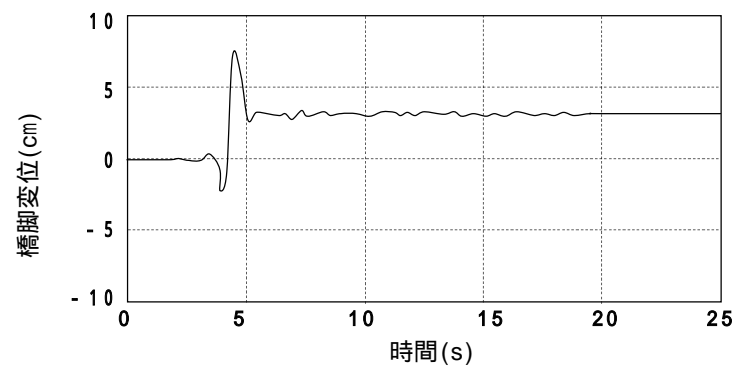
(a) 上部構造変位 (橋脚ケース C1111)



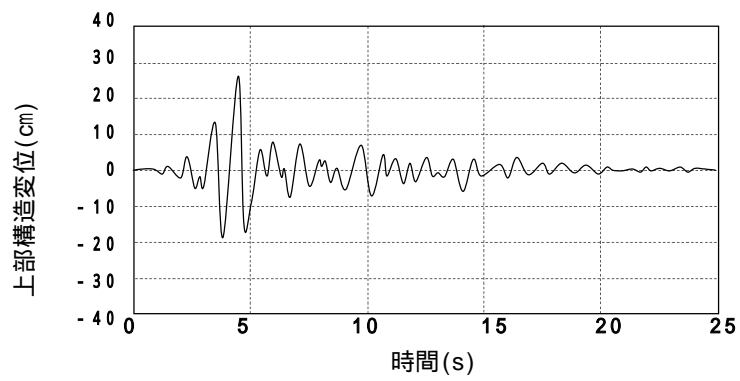
(b) 橋脚変位 (橋脚ケース C1111)



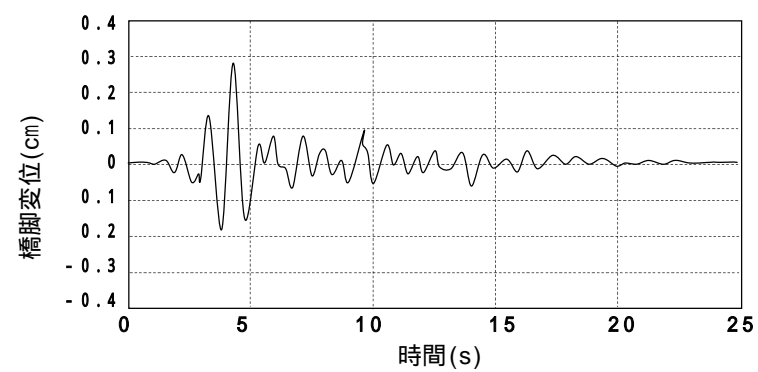
(c) 上部構造変位 (橋脚ケース C156)



(d) 橋脚変位(橋脚ケース C156)



(e) 上部構造変位(橋脚ケース SW1111)



(f) 橋脚変位(橋脚ケース SW1111)

図 3.11 橋軸直角方向時刻歴応答解析結果  
(レベル 2 タイプ , 橋台部可動, 橋脚 P2 位置)

のため、橋台部で橋軸直角方向変位を固定した場合には、橋軸直角方向用の減衰装置としての鋼製ペローズは必要ないと考えられる。強地震時に、橋軸直角方向地震に対し橋台部で支承の損傷を許すと、橋台部での上部構造変位により、伸縮継手部は損傷し、中間橋脚にも塑性変形が生じることがわかった。橋軸方向に履歴型桁連結装置として鋼製ペローズを用いた場合には、橋軸方向の地震入力に対し橋脚の損傷を軽微に留めることが可能であることがわかった。また、橋軸直角方向地震動に対しても、橋脚の損傷は軽微に留めるほうがよいことがわかった。したがって、橋台でレベル2地震に対しても、橋軸直角方向の変位を許さない支承構造とする方法が安全性に優れた設計になることを明らかにした。その場合、橋台には橋軸直角方向を可動にする場合よりも大きな水平反力が生じるので、橋台の強度検討も必要になることがわかった。なお、本章では橋脚設計の際、上部構造の有効質量を一定としているが、橋台部で橋軸直角方向に固定した場合の上部構造の有効質量は、橋台部で橋軸直角方向に可動にした場合に比べ小さくなることも、橋軸直角方向固定の場合の損傷が少ない理由になっていることがわかった。上部構造の有効質量を大きめに設定して橋脚の保有水平耐力に余裕を持たせた方が有利か、上部構造の有効質量を正確に算定し橋軸直角方向減衰装置を設置する方が有利になるか、より詳細な検討が必要であることがわかった。

## 参考文献

- [3.1] ANSYS ユーザー・エレメントマニュアル，サイバネットシステム(株)
- [3.2] 頭井 洋，大谷 修，岡本安弘：エネルギー吸収型桁連結装置としての鋼製ペローズの力学特性，鋼構造論文集，Vol.9, No.34，日本鋼構造協会，pp.77-86，2002.6.
- [3.3] 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会，日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会：橋梁システムの動的解析と耐震性，2000.4.
- [3.4] 頭井 洋，中野将志，大谷 修，岡本安弘：単純鋼桁・橋脚系の鋼製ペローズを用いたエネルギー吸収型落橋防止構造の等価線形化法による設計法，鋼構造論文集，Vol.7, No.28，日本鋼構造協会，pp.33-44，2000.12.
- [3.5] 日本道路協会：道路橋示方書，Ⅴ耐震設計編，丸善，1996.12.
- [3.6] MATLAB ユーザー・ズマニュアル，サイバネットシステム(株)
- [3.7] 山田善一編：耐震構造設計論，pp.170-172，京都大学学術出版会，1996.

## 第4章 履歴型桁連結装置の既設桁橋への適用

### 4.1 まえがき

兵庫県南部地震を契機に、レベル2地震動のような強地震動に対する既設桁橋の免震、制震、および落橋防止対策として、さまざまな構造や装置が提案されている[4.1]～[4.3]。既設桁橋の耐震性を向上する場合、免震支承への変更は、桁遊間が不足する問題や、金属支承に比べて大型化せざるをえない支承の設置空間の問題、震度法で設計された橋脚では、保有水平耐力が不足する問題があるなど、種々の制約条件が存在する。したがって、対策立案にあたっては、これらの制約条件下で、コストや施工性を考慮した耐震補強法が求められる。

本章では、既設桁橋の耐震性を向上する際に、上記の制約条件をクリアすること、および桁橋のシステム全体として、本論文で提案する制震装置の有効性を検証するために、具体的な桁橋を対象とした試設計を行い、橋軸方向および橋軸直角方向の地震応答に対する本制震装置の効果についての検討を行う。

本章では、第1に、設計を行う際の解析ツールとして用いることが可能な、橋軸方向と橋軸直角方向との地震応答を同時に扱えるように改良した非線形時刻歴応答解析法とその計算プログラムについて説明する。

第2に、既設桁橋の耐震性向上の制約条件をクリアするために、小型で設置容易な装置に求められる性能要件について検討・整理している。

第3に、このような装置が現実の構造として設計できることを確認するために、装置の検討・試設計を実施している。装置の設置対象モデルとしては、両端が橋台に挟まれ中間橋脚を有する支間長25m～55m程度の単純合成I桁橋3連から構成される典型的な中小支間桁橋としている。また、鋼製ペローズの組合せ方、ヒューズ機能付き支承のヒューズ切断荷重のばらつき、および地震波の違いが本制震装置に及ぼす影響などについても検討を行っている。

第4に、本制震装置を設置した場合に、常時（温度変化、活荷重）に上部構造に及ぼす影響、および常時荷重が本制震装置に及ぼす影響も検討している。

また、本装置を設置することにより、常時に上部構造に生じる応力増大が、疲労等の問題を新たに生じるか否かについても検討を行っている。

### 4.2 履歴型桁連結装置と設置対象橋梁の概要

本章で扱う履歴型桁連結装置（以下、本装置と呼ぶ）は、図4.1に示すように、ヒューズ機能付き支承と鋼製ペローズとで構成されている。図4.2には、本装置の設置対象モデ

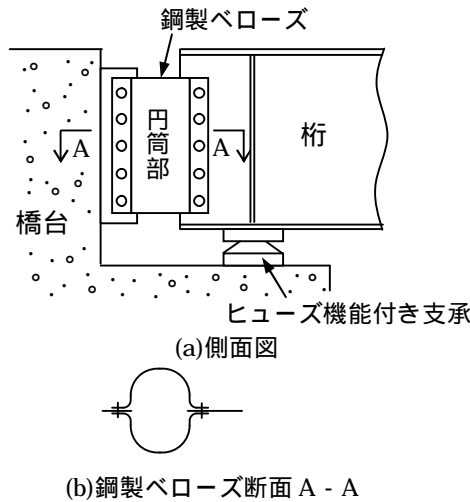


図 4.1 エネルギー吸収型桁連結装置の例

ル橋梁を示す．図中の記号 UB は桁，A は橋台，P は橋脚を表す．また，支承条件として Fix は固定（橋軸方向），Move は可動（橋軸方向）を表す．橋軸直角方向はすべて固定としている（図 4.2(a)）．さらに，Bel.は鋼製ベローズを表す．

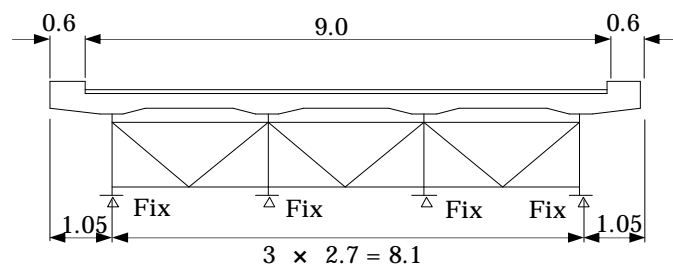
対象橋梁は，河川上の既設桁橋とした．すなわち，両側を橋台に挟まれ，桁の橋軸方向の地震動に対しては，橋台の抵抗が期待できる．桁は，鉄筋コンクリート床版を有する単純合成 I 桁橋とし，主桁間隔 2.7m の 4 本主桁で，径間長は 39m とした．また，支点条件は起点側を固定支承とし，終点側を可動支承とした．試設計に用いた桁の諸元を表 4.1 に示す．同じ条件の単純桁橋を 3 連配置した．下部構造として，両端支点は剛性の十分に大きな橋台とし，中間支点は，震度法により設計された柱式鉄筋コンクリート橋脚を想定した．第 2 章では新設桁を対象とし，A1 橋台の支承をタイプ B にし，その鋼製ベローズを省略したが，ここでは既設桁のため，支承は全てタイプ A となる．したがって，A1 橋台部にも鋼製ベローズを設置している．

本章では，このような既設桁橋モデルに対して，支承をヒューズ機能付き支承に取替え，桁と橋台あるいは桁と桁との遊間部に鋼製ベローズを新たに設置する制震法について検討する．

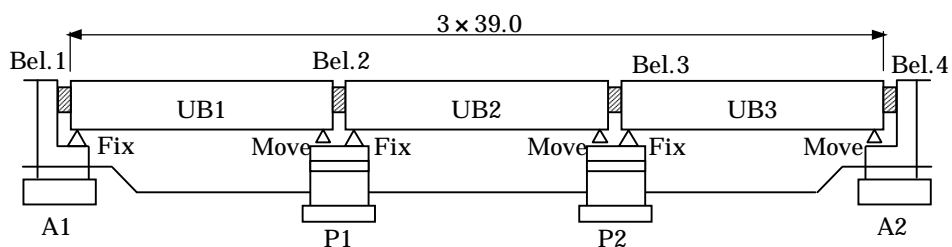
#### 4.3 本装置の設計手法

##### 4.3.1 ヒューズ機能付き支承

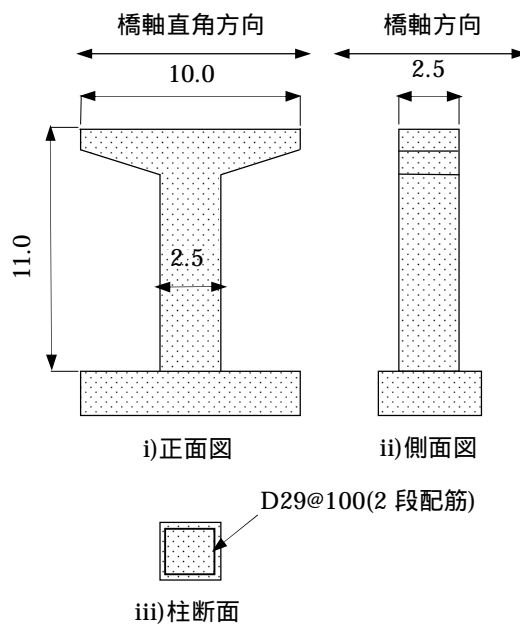
ヒューズ機能付き支承は，可動（橋軸方向変位に対して）の鋼製支承にヒューズ装置を



(a)対象桁橋断面図



(b) 対象とする単純桁 3 連モデル橋側面



(c) 中間橋脚形状・寸法

図 4.2 検討対象モデル橋梁 (寸法単位:m)

表 4.1 桁の主要諸元

項目	単位	値
主桁本数	本	4
主桁高	m	2.0
鋼桁重量	kN	980
桁の総重量	kN	4,170
鋼桁断面積	m <sup>2</sup>	0.248
RC床版断面積	m <sup>2</sup>	0.252
鋼桁面外断面 2次モーメント	m <sup>4</sup>	2.260
RC床版断面 2次モーメント	m <sup>4</sup>	0.608

追加したものである。すなわち、ヒューズ装置により常時の水平移動が固定された支承は、地震荷重など設定した水平荷重  $P_u$  以上の力が作用すると、ヒューズ装置が破断し、それ以降は可動支承としての挙動を示す。可動支承の荷重変位特性には、図 4.3 に示すように、摩擦抵抗力  $\mu R_d$  以上で剛性を失う履歴（構成則）を用いる。

図 4.4 には、ヒューズ装置の荷重変位特性を示す。図中、 $P_u$  はヒューズ装置が破断する荷重で  $u_u$  はそのときの変位である。設定した破断荷重（引張側あるいは圧縮側）を超えると、それ以降、強度は 0 となり、支承には摩擦力のみが作用すると仮定する。ヒューズ装置の破断荷重は、レベル 1 地震動では破断せず、レベル 2 地震動で破断するように設定する。

本章では、レベル 1 地震動で損傷を生じないように、かつ震度法で設計された橋脚を対象にしているので、水平震度換算の降伏耐荷力は 0.3 程度と想定して、強地震に対しても橋脚に大きな損傷を生じないように、支承ヒューズ装置の破断強度は橋脚の降伏耐荷力と同等の上部構造全死荷重の 0.3 に設定した。実務においても、橋脚の降伏耐荷力程度で破断するが、レベル 1 地震で破断しない範囲で適切に設定することになる。

#### 4.3.2 鋼製ベローズ

本装置を構成する鋼製ベローズは橋桁の変位を制御する部材であり、その降伏耐荷力と降伏変位とを適切に設定することが重要となる。図 4.5 には、鋼製ベローズの設計フローチャートを示す。

ベローズの設計にあたっては、桁の橋軸方向の最大応答変位の目標値  $U_{max,aim}$ ，ならびに鋼製ベローズの降伏変位の目標値  $u_{y,aim}$  を設定する。次に、ベローズの構造諸元（材質や形状寸法）を仮定し、ベローズの降伏耐荷力  $P_y$  と降伏変位  $u_y$  とを計算する。有限要素法を用いれば比較的容易に  $P_y$  や  $u_y$  を計算できるが、手軽に算定できる設計計算式が導かれている [4.4],[4.5]。これらの式により計算した特性値を用いて、橋梁全体系の解析を行い、



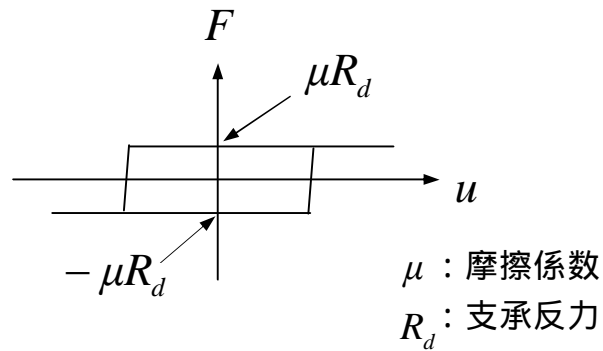


図 4.3 摩擦抵抗による履歴型の荷重-変位特性  
(可動支承)

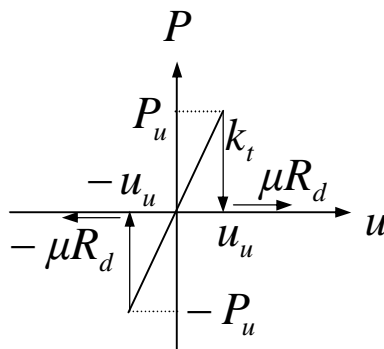


図 4.4 ヒューズ装置のばね特性

得られた橋桁の最大応答変位の解析値  $U_{max}$  が，目標値  $U_{max,aim}$  を超えないことを照査する（後述する「4.5 本装置の試設計」を参照）。

#### 4.3.3 橋梁全体系

橋梁全体系の挙動は，非線形時刻歴応答解析により調べる．本章では，兵庫県南部地震に見られたような橋軸方向と橋軸直角方向との同時入力に起因すると考えられる損傷が考慮できるように，2方向地震動を同時に扱える非線形時刻歴応答解析法とその計算プログラムを用いて試設計や各種検討を実施した．そのための計算プログラムは，技術計算ソフトウェアの MATLAB[4.6]を用いて作成している．以下に，本プログラムの概要を説明する．

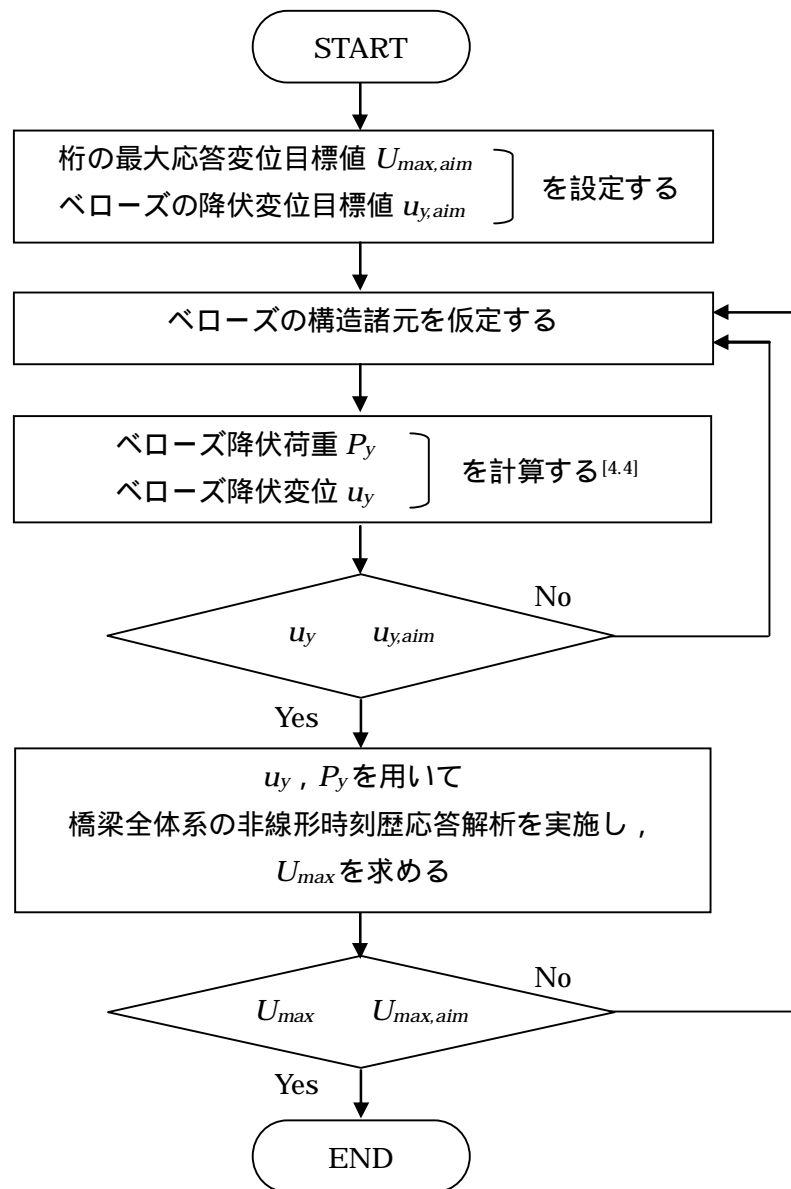


図 4.5 鋼製ベローズの設計フローチャート

### (1) 解析モデル

図 4.6 に示す金属支承ないし免震支承に支持された 4 本主桁よりなる単純桁 2 連モデル橋を例に，地震応答解析の運動方程式を説明する．上部構造は，弾性変形を仮定して主桁と床版とを一本のはりに置き換え，直線梁要素でモデル化する．この要素は，軸線方向に質量・剛性が変化しない分布質量系の平面要素で，各節点の自由度は，平面曲線の面内自由度 ( $u, v, \theta$ ) 3 個のみである．回転角は桁面外の曲げ回転角になる．各主桁位置の橋軸

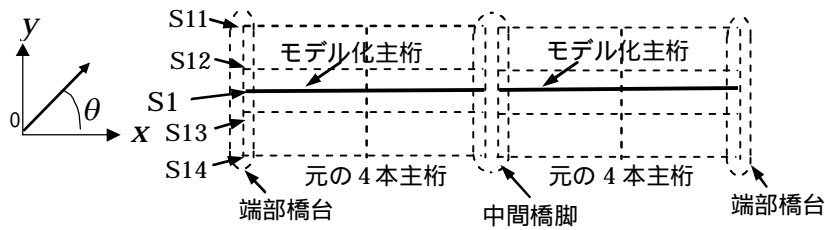


図 4.6 平面桁橋モデル

方向変位は桁面外曲げ回転角により異なるので，支承や制震装置などの橋軸方向力の計算にはこの影響を考慮している．橋脚・橋台は集中質量としてモデル化し，橋軸方向と橋軸直角方向変位のみを考慮している．橋軸方向を  $x$  軸，橋軸直角方向を  $y$  軸とする座標系を採用し，構造系全体の運動方程式をこの座標系に対し導く．支承の荷重変位特性は，バイリニア履歴型の非線形ばねで表現する．橋脚の荷重変位特性は，バイリニア履歴型の非線形ばね，あるいは修正武田モデル履歴型[4.7]の非線形ばねで表現する．履歴法則は移動硬化型とする．鋼製ペローズの荷重変形特性は，バイリニア履歴型の非線形ばねで表現する．金属支承は，線形ばね要素ないし設定破断荷重でヒューズ機能を有するヒューズばね要素でモデル化する．地震波は，水平 1 方向ないし 2 方向同時に入力する．

## ( 2 ) 地震応答解析の運動方程式

まず，地震波の入力方向を 1 方向のみとし，線形挙動を仮定した線形時刻歴応答解析を例に本章で用いた計算プログラムの説明を行う．

構造物と地盤との連成効果は無視し， $u_T$  を橋脚下端位置の地表面変位を含む全変位ベクトル， $u$  を地表面に対する相対変位ベクトルとすると，運動方程式は次のようになる．

$$M\ddot{u}_T + C\dot{u} + Ku = 0 \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

ここで， $M$ ， $C$ ，および  $K$  は，それぞれ質量マトリックス，減衰マトリックス，および剛性マトリックスを表す．有効地震力は，相対変位と地表面変位の和である絶対変位（実際には時間で 2 回微分した絶対加速度）によって表現されている．地表面変位を  $u_g$  とすると， $u_T$  は，

$$u_T = u + J u_g \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

ここで， $J$  は，地震入力方向を表す単位ベクトルの全体座標軸  $x, y$  への方向余弦よりなる

変位ベクトル  $u$  と同じ次元のベクトルである．全体座標系で， $x$  軸と地震波の入力方向とのなす角度を時計方向と逆方向に  $\theta$  とし， $x, y$  軸それぞれの方向に地表面変位を分解すると，

$$J_x = \cos \theta, J_y = \sin \theta \quad \dots \dots \dots (4.3)$$

したがって， $J$  の各節点の  $x, y$  軸方向成分は，それぞれ式(4.3)で与えられる  $J_x, J_y$  で，回転方向成分は 0 となる．式(4.2)を式(4.1)に代入して相対変位に関する運動方程式にすると，

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -MJ \ddot{u}_g \quad \dots \dots \dots (4.4)$$

つぎに，2 方向の地震波を同時に入力する場合，一つ目の地震波の入力角度を  $\theta$  とし，二つ目の地震波の入力角度を  $\theta + \pi/2$  とすると，式(4.4)の運動方程式は下記のようになる．

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -MJ_1 \ddot{u}_{g1} - MJ_2 \ddot{u}_{g2} \quad \dots \dots \dots (4.5)$$

ここで，ベクトル  $J_1$  は式(4.4)の  $J$  と同じ内容を表し，ベクトル  $J_2$  は式(4.3)の  $\theta$  を  $\theta + \pi/2$  に置き換えたものである．

非線形挙動を厳密に考慮した非線形時刻歴応答解析の場合は，式(4.4)あるいは式(4.5)の復元力ベクトル  $Ku$  を非線形挙動を厳密に考慮したベクトル  $F(u)$  に置き換えることによって，

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + F(u) = -MJ_1 \ddot{u}_{g1} - MJ_2 \ddot{u}_{g2} \quad \dots \dots \dots (4.6)$$

と表される．

### (3) 運動方程式の数値解析法

加速度を未知数として Newmark の 法を用いて逐次積分法で式(4.6)を解き，得られた加速度，速度，および変位と計算に用いた加速度，速度，および変位とをそれぞれ比較して，両者の差が許容誤差を満足（収束）すれば，そのステップでの計算を終了し，つぎのステップへ進む．一致しなければ収束するまで繰り返し計算を行う．計算の精度を上げるために地震波の時間刻み 0.01 秒を 10～50 程度に細かく分割して計算している．

各主桁位置の橋軸方向変位は，一本のはりにモデル化されたはり要素の橋軸方向変位と面外曲げ回転角より，次式より計算している．各主桁位置の橋軸方向変位を  $u_{1k}$  とすると，

$$u_{1k} = u_1 + d_k \cdot \varphi_1 \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (4.7)$$

ここに， $u_1$ および $\varphi_1$ は，それぞれ一本のはりにモデル化されたはり要素の左端の橋軸方向変位および面外曲げ回転角を表す（図 4.6）．また， $d_k$ は，各主桁位置と一本のはりにモデル化されたはり要素位置との橋軸直角方向の距離を表す．

#### （４）本計算プログラムの有限要素解析による検証

図 4.6 に示す金属支承に支持された 4 本主桁よりなる単純桁 2 連モデル橋を用いて，本プログラムによる計算結果と汎用有限要素解析ソフト ANSYS による計算結果との比較を行う．ANSYS では，支承の破断の扱いが煩雑となるので，最初から上部構造の橋軸方向変位すべてと中間橋脚上の橋軸直角方向は拘束されていないものとして，左右端部橋台の橋軸直角方向変位のみ拘束する．拘束されていない支承位置では死荷重反力の 5% の摩擦抵抗力を 2 次勾配ゼロのバイリニア型非線形ばね要素を用いて考慮する．左右端部橋台と上部構造間，および中間橋脚上には，鋼製ベローズを設置する．ANSYS で利用可能なバイリニア履歴型非線形ばね要素の荷重変位関係では，繰返し過程で，降伏耐荷力が一定となる．本プログラムのバイリニア履歴型非線形ばね要素の荷重変位関係は，2 本の直線で履歴を繰返す免震支承型を用いている．そのため，2 次勾配をゼロとして同じ荷重変位関係となるようにする．橋脚の荷重変位関係も同様とする．表 4.2 には，桁，鋼製ベローズ，および下部構造の諸元を示す．また，地震波は兵庫県南部地震 JR 鷹取駅構内観測波の NS 成分と EW 成分とをそれぞれ橋軸方向および橋軸直角方向の 2 方向に入力する．

図 4.7 には，本プログラムによる計算結果と ANSYS による計算結果との比較の一例を示す．ここに示すほか，橋脚の  $y$  軸方向作用力や，上部構造の  $x$  軸と  $y$  軸方向変位，および鉛直軸まわりの回転角，鋼製ベローズの  $x$  方向作用力についても両方で良好に一致しており，本プログラムの妥当性が確認できる．

#### 4.4. 既設桁橋に本装置を適用する際の制約条件の検討

##### 4.4.1 本装置の設置空間に起因する条件

兵庫県南部地震以前の中小橋梁は，一般的に，震度法（レベル 1）で設計されており，支承は単純支持で，橋軸方向の変位に対して可動・固定の鋼製支承が主流である．また，桁遊間は常時の温度伸縮量で決定されている．

平成 8 年度版の道路橋示方書以降の耐震性向上対策では，水平力分散型あるいは免震型のゴム支承を採用することが基本となっている．しかし，支間 25m～50m の既設の中小橋

表 4.2 平面桁モデルの構造諸元

(a)桁の諸元

項目	単位	値
支間長	m	39.0
主桁間隔	m	2.7
主桁本数	本	4
桁の総重量	kN	4,250
桁合計面外断面 2次モーメント	m <sup>4</sup>	2.867

(b)鋼製ペローズの降伏耐荷力(主桁 1 本あたり)

設置箇所		降伏荷重(kN)
橋軸方向	左端橋台と桁との間	375
	桁と桁との間	300
	右端橋台と桁との間	250
橋軸直角方向	左端橋台と桁との間	200
	桁と桁との間	175
	右端橋台と桁との間	150

(c)下部構造の性能

設置箇所		降伏荷重 (kN)	降伏変位 (m)	終局変位 (m)
橋軸方向	左右橋台	5,000	0.010	0.050
	中間橋脚	2,774	0.037	0.416
橋軸直角 方向	左右橋台	100,000	0.010	0.050
	中間橋脚	2,348	0.059	0.511

梁では，桁と橋脚・橋台との高さ方向のクリアランスが 150mm～400mm（図 4.8 参照）であり，鋼製支承よりも大型のゴム支承を設置する十分なスペースがないことが多い．そのため，やむなく小型のタイプ A 支承（レベル 1 で設計される支承）と，変位制限構造とに機能分離して設置されるケースが多くみられる．

一方，桁遊間は 100mm～200mm（図 4.8 参照）であり，中には 50mm 程度と極端に小さい場合もある．鋼製ペローズは，桁遊間内に設置される装置であるため，レベル 2 地震時に桁と桁とを，あるいは，桁と橋台とを衝突させないような性能を有するペローズが，この範囲に設置できるような大きさでなければならない．

以上のことから，既設桁橋に適用する際，本装置に求められる設置空間に関する条件は，以下のようにまとめられる．

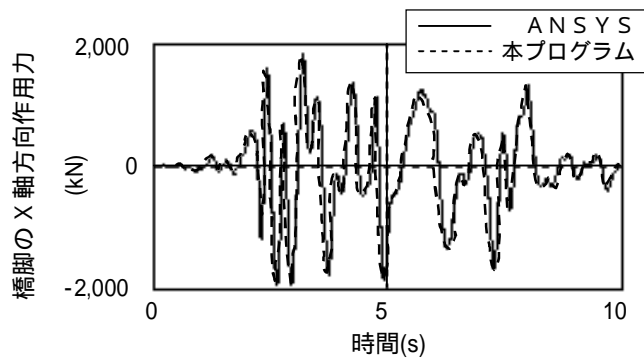


図 4.7 本プログラムと ANSYS の計算結果との比較

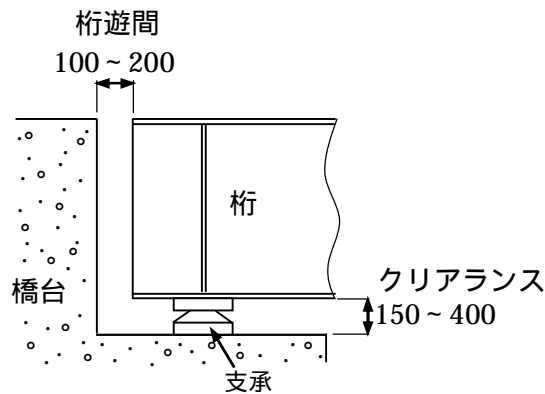


図 4.8 既設桁橋の桁端部における空間寸法（単位:mm）

- 1) ヒューズ機能付き支承が現状の支承設置スペース（高さ方向クリアランス）に収まる．
- 2) 既設桁橋の遊間内に要求性能を有する鋼製ベローズが収まる．

#### 4.4.2 既設桁橋の耐荷力に起因する条件

本章で検討対象とする既設桁橋は，河川橋梁を想定している．河川上で耐震補強を行う場合，コンクリート巻立て工法等の橋脚補強は，河川内の施工空間，気象による水量の増減，河川環境への影響など，河川特有の制約条件があり，施工が困難でコスト高になることがある．したがって，橋脚補強をせずに，耐震性向上を図る対策が望まれる．そのため，桁の慣性力の多くを，橋脚よりも耐震性に余裕がある橋台に負担させることが必要である．

また，温度変化による変形や活荷重による桁支点部の回転など，常時の橋梁の挙動に対

して、本装置が悪影響を及ぼさないようにすることも必要となる。

さらに、本装置を構成する鋼製ベローズは、桁ウェブに取付けられるが、ウェブの板厚は一般に 9mm～12mm と薄いため、地震時にベローズよりも先にウェブに座屈や破断が生じる可能性があり、その対策も必要である。したがって、本装置に求められる条件は、以下のようにまとめられる。

- 1) 温度変化による水平変位や活荷重下での桁支点部の変形に対して、本装置が有害な影響を与えない。
- 2) 本装置作動時に、既設桁橋に弾性範囲を超える挙動（ウェブの局部座屈や破断）が生じない。
- 3) 橋脚や橋台に設計耐荷力以上の地震時水平力を伝達しない。

#### 4.5.本装置の試設計

##### 4.5.1 ヒューズ機能付き支承の試設計

本章では、密閉ゴム支承板支承（BP-B 支承）にヒューズ機能の適用を検討する。可動の BP-B 支承は、下沓に密閉したゴムの弾性変形によって回転を、鋼製中間プレートの上にすべり板として四フッ化エチレン樹脂成形板（PTFE 板）を入れ上沓とすべり板との間の滑りで水平移動を取る構造となっている。固定支承では、中間プレートの上にすべり板を入れず直接上沓に接触させる構造となっている。一般に、並進は一方向に、回転は全方向に可能である。図 4.9(a)には、全反力 1,000kN 用 BP-B 固定支承の標準設計図[4.8]を示す。道路橋支承便覧[4.9]によれば、BP-B 支承は金属支承に分類されるため、兵庫県南部地震以降使用される頻度が減少した。しかし、機能的にはすべりゴム支承と大差ない上に鉛直方向の沈みこみが少ないことから、低価格である BP-B 支承の良さが見直され、ゴム支承を使用するには寸法制約を受ける既設桁橋の支承取替えに使用されるケースが増えている[4.10],[4.11]。

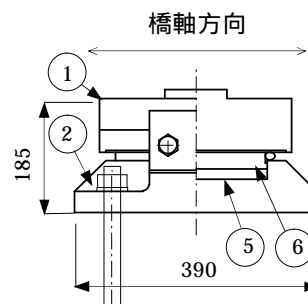
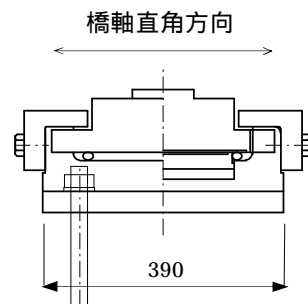
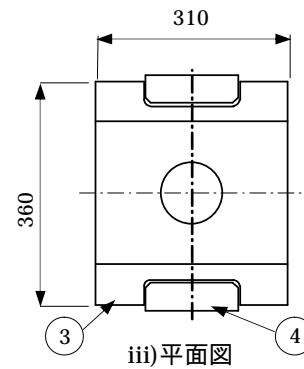
ヒューズ装置としては、橋軸方向用として上沓切り込み部（ストッパー）、橋軸直角方向用としてサイドブロックにその機能を持たせる。強度以上の荷重が作用すると、確実に破断する構造が望まれる。破断制御構造についてはノッチ型、貫通孔型、ボルト破断型、スリット型などがあり、それぞれの特性について研究がなされている[4.12]。

今回の試設計に用いるヒューズ機能付き支承は、桁の設計反力が 1,014kN になるので、図 4.9(a)に示す BP-B 支承の形状・寸法を基準にして改良する。この支承の高さは 185mm であり、図 4.8 に示した高さ方向の制限値に対して対応可能である。



i)各部品名称

番号	名称
	上沓
	下沓
	ストッパー
	サイドブロック
	ゴムプレート
	中間プレート



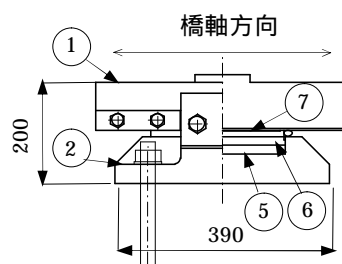
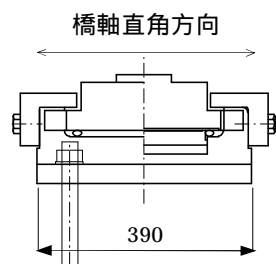
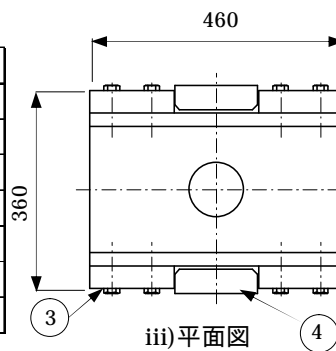
ii) 正面・横断面図

iv) 側面・縦断面図

(a) BP-B 固定支承 (標準設計図)

i)各部品名称

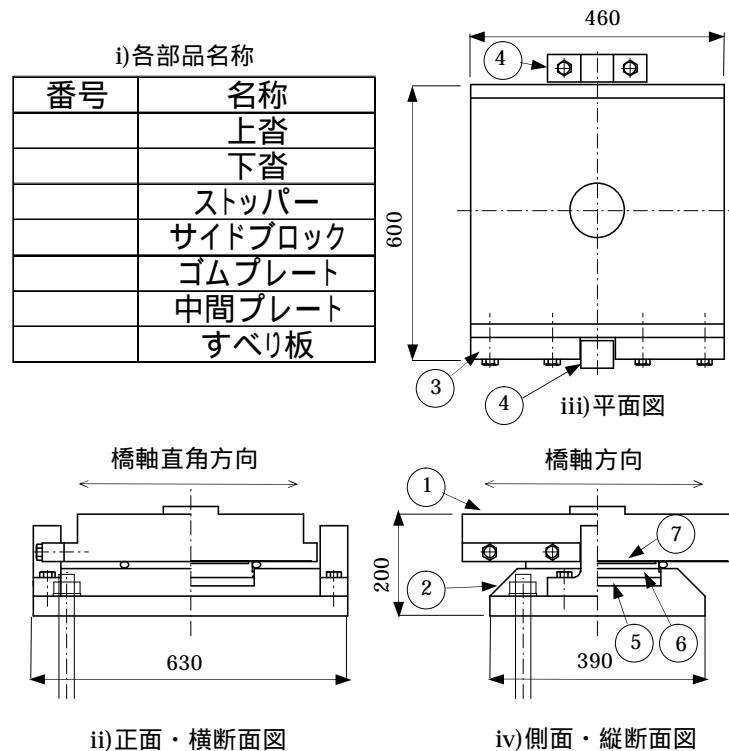
番号	名称
	上沓
	下沓
	ストッパー
	サイドブロック
	ゴムプレート
	中間プレート
	すべり板



ii) 正面・横断面図

iv) 側面・縦断面図

(b) ヒューズ機能付き支承 (橋軸方向)



(c) ヒューズ機能付き支承 (2 方向)

図 4.9 各種支承の構造 (寸法単位:mm)

改良したヒューズ機能付き支承の具体的な図面を図 4.9(b) および(c) に示す。図 4.9(b) には、橋軸方向にヒューズ機能を付けた支承を示している。ストッパー は、破断を制御する止めボルトを用いて取り付けしており、設定荷重以上の水平力が作用するとボルトが破断し、ストッパーがはずれる構造となっている。このヒューズ機能が作動した後に、レベル 2 地震によって生じる水平移動に対しては、上沓と下沓の間に支圧面積を確保し、上沓の重心を下沓接地面内に納めるために、上沓 の橋軸方向寸法を 460mm に拡大している。また、上沓 と中間プレート との間に、通常の固定支承では使用しないすべり板 を追加し、摩擦抵抗を制御する。支承高さは、すべり板の厚さ (15mm) だけ高くなる。

図 4.9(c) には、橋軸方向と橋軸直角方向との 2 方向にヒューズ機能を付けた支承を示す。ここでは、図 4.9(b) の機能に追加して、サイドブロックに破断を制御するボルトを用いることで、橋軸直角方向のヒューズ機能を持たせている。また、上沓 は橋軸直角方向にも拡大 (600mm) している。

後述の試設計では、橋台部に図 4.9(b) に示す支承を、橋脚部に図 4.9(b) あるいは(c) に

示す支承を用いる。

以上の支承構造は BP-B 支承を若干修正したものであり，製造面やコスト面からも十分に実現可能である。

#### 4.5.2 鋼製ペローズの試設計

##### (1) 基本方針

鋼製ペローズは，桁遊間内に設置できる構造にする必要がある。既設桁橋の場合，桁遊間は 100mm～200mm しかない。桁遊間を広げると，伸縮装置を大きなものに取り替える必要があり，工事費の増加，維持管理費の増加，騒音・振動の発生などの影響を考慮すると，実用的・合理的とはいえない。

免震設計の立場から，衝突回避のための対策として，ロックオフ構造や変位吸収システムなどが提案されている[4.13]。しかし，いずれも大規模な改造工事となる。

したがって，本章では，桁遊間を現状のままにして，レベル 2 地震時の桁の最大応答変位が遊間量以下となるように鋼製ペローズを設計し，桁の衝突を回避することが可能か否かを検討する。

##### (2) 試設計

まず，桁の最大応答変位の目標値  $U_{max,aim}$  を設定する。ペローズのエネルギー吸収性能を大きくするには，変位量を大きくする方が有利である。しかし，桁が橋台や隣接桁と衝突することは避けなければならない。そこで，遊間量に余裕量を - 10% 考慮して，次式で  $U_{max,aim}$  を算出する。

$$U_{max,aim} = 0.90 \cdot a = 0.90 \cdot 100 = 90 \text{ mm} \quad \dots \dots (4.8)$$

ここに， $a$ ：桁遊間

次に，鋼製ペローズの橋軸方向降伏変位の目標値  $u_{y,aim}$  を設定する。ペローズは，図 4.10 に示すように，その一部の表面が降伏を始めた後も，近似的に線形挙動を続け，降伏変位  $u_{y0}$  の約 2 倍の変位で線形関係の限界に達する[4.4]。したがって，実設計では，このときの変位を降伏変位  $u_y$  と考える。常時，ないしレベル 1 地震時の変位の最大値を  $u_d$  とすると， $u_d$  が  $u_{y0}$  ( $=1/2 u_y$ ) を超えないように，以下の式で  $u_{y,aim}$  を設定する。

$$u_{y,aim} = 2 \cdot u_d \quad \dots \dots (4.9)$$

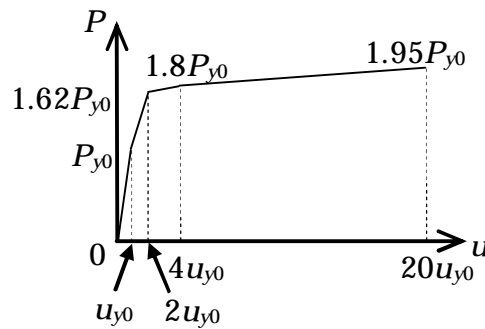


図 4.10 有限要素法にもとづく  
荷重変位関係の近似式

$u_d$  の設定方法は、伸縮装置の設計伸縮量  $\Delta L_T$  に準じ、桁の温度変化による変位量、たわみによる桁端の回転、および施工誤差などを考慮した次式を適用する。

$$\Delta L_T = 0.72L \text{ (鋼上路橋の場合)} \quad \dots \quad (4.10)$$

ここに、 $L$ ：伸縮桁長(m)

レベル 1 地震動の移動量が式(4.10)の値を上回る場合には、レベル 1 地震動の移動量を採用する。

$$u_d = \Delta L_T / 2 = 0.72 \cdot 39 / 2 = 14.04 \text{ mm} \quad \dots \quad (4.11)$$

したがって、

$$u_{y,aim} = 2 \cdot u_d = 2 \cdot 14.04 = 28.08 \text{ mm} \quad \dots \quad (4.12)$$

このようにして設定した条件を満足するように、応答解析ツールを用いて、鋼製ベローズの降伏耐荷力  $P_y$  を設定する。

このようにして求めた降伏耐荷力  $P_y$  と降伏変位  $u_{y,aim}$  を満足するよう、ベローズの設計計算式に各部寸法値を代入し、構造諸元を具体化する。表 4.3 には、試設計した計算例を示す。なお、材質に SS400 材 ( $\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ) を選択する場合、ベローズの各寸法が大きくなり、遊間 100mm に端支点上垂直補剛材までの距離 500mm を考慮した 600mm の間で収めることが困難になる。そのため表 4.3 のパターン 1 およびパターン 2 の場合には、材質に SM490Y 材 ( $\sigma_y = 355 \text{ N/mm}^2$ ) を選択している。材質の選択は、 $P_y$  と  $u_{y,aim}$  とを通る履歴曲線から、妥当な板厚となるように行う。それぞれのパターンの板厚は 10mm およ

表 4.3 鋼製ペローズの設計計算結果（２例）

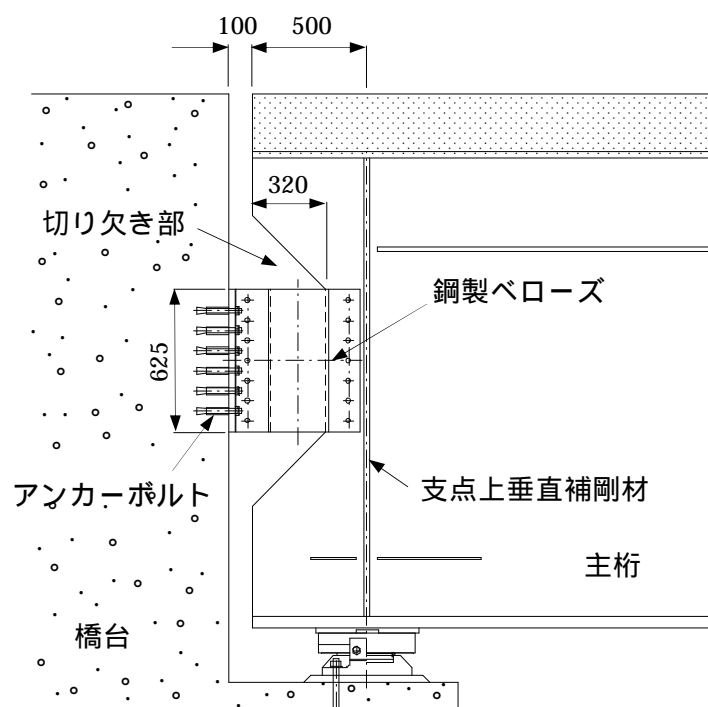
項目	記号	単位	ハターン1	ハターン2
ペローズ形状寸法	$t$	mm	10	19
	$R$	mm	125	165
	$a$	mm	40	40
	$b$	mm	50	50
	$r$	mm	55	104.5
ペローズ高さ	$H$	mm	625	245
ペローズ材質	-	-	SM490Y	SM490Y
降伏荷重(計算値)	$P_y$	kN	105	107
降伏変位(計算値)	$u_y$	mm	28.4	28.2
降伏変位(設定値)	$u_{y,aim}$	mm	28.1	28.1
変位の判定	$(u_y, u_{y,aim})$		OK	OK
落防設計遊間量	$S$	mm	305	408
落防設計最大遊間量	$S_F$	mm	671	671
落防設計最小遊間量	$S_{min}$	mm	100	100
判定	$(S_{min} < S < S_F)$		OK	OK

び 19mm にした。ペローズ直径は，それぞれ 250mm および 330mm となり，600mm のスペースに収めることができる。

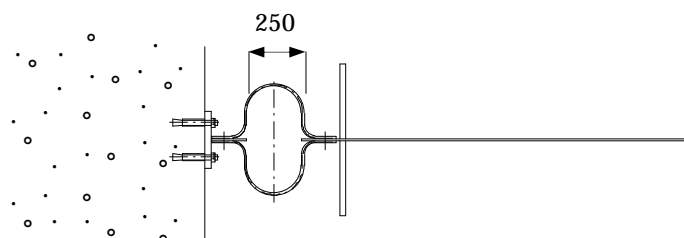
なお，道路橋示方書にもとづき，落橋防止装置としての耐荷力および設計遊間量の最大・最小値を満足することを確認している。しかし，これについては，両方のケースで条件を満足させることができる。

ペローズの桁端部への取り付け構造を図 4.11 に示す。ペローズを収めるために，端支点構造の機能に影響のない範囲で桁端部の一部を切り欠いている。ペローズが大型の場合には，桁ウェブの局部座屈を防ぐために，後述の図 4.20 に示すようなウェブ補強板を設置する。また，作業性を考慮してペローズを高さ方向に複数個に分割し，設置することも可能である。桁や橋台とペローズの取り付けは高力ボルト摩擦接合を用いており，地震後に，降伏した部材を新しい部材へ取り替えることができるようにしている。必要ボルト本数は，落橋防止装置としての設計水平力  $H_F$  ( $=1.5R_d$ ， $R_d$ ：桁の死荷重反力)と，支承破壊後に桁の死荷重が鉛直方向に作用するものと考え，その鉛直力  $S$  (すなわち， $R_d$ )との合力を作用力  $P$  として次式で算出する。

$$P = \sqrt{H_F^2 + S^2} = \sqrt{(1.5R_d)^2 + R_d^2} = 1.8R_d \quad \dots \dots (4.13)$$



(a)側面図



(b)ペローズ断面図

図 4.11 ペローズの桁端部への取り付け構造  
(寸法単位:mm)

#### 4.5.3 非線形時刻歴応答解析による試設計

##### (1) 解析モデル

4.5.2 項に示した装置の試設計結果が、4.4.1 項および4.4.2 項で示した制約条件をクリアしているかどうかを検証するために、節4.2 で示した対象橋梁（図4.2 参照）に対して、非線形時刻歴応答解析を実施する。橋脚・橋台は、バイリニア履歴型の非線形ばねと集中質量でモデル化する。バイリニア履歴型の非線形ばねの1次勾配と2次勾配は平面保持を仮定して求めた降伏耐荷力と降伏変位および終局荷重と終局変位より求めている

[4.14],[4.15]．鋼製ペローズは，図 4.12 に示すトリリニア履歴型非線形ばねで表現する．3 次勾配により，桁遊間が閉じる場合やペローズが大きく伸びて引張剛性により剛性が大きくなる場合も考慮できる．しかし，設計上で想定した変位を超えないように，ペローズの諸元を決めている．したがって，計算では 2 次勾配から 3 次勾配に変化する変位（図 4.12 の  $u_h$ ）を越えることはないので，バイリニア履歴型非線形ばねと同じ荷重変位履歴が得られる．また，桁と桁との間，あるいは桁と橋台との間に，圧縮側に衝突，引張側に PC ケーブル連結装置の作動が考慮できるように 図 4.13 に示す構成則の非線形ばねを用いる．

これらの解析においては，橋軸方向と橋軸直角方向との地震動を同時に作用させ，その応答挙動を計算する．以下で示す 3 種類の地震波を入力地震波として採用し，応答値が最大（あるいは最小）となるケースを選択する．さらに，ヒューズ装置の切断荷重のばらつきによる対象橋梁の応答挙動の変化，および支間長が異なる単純桁 3 連モデル橋についても検討を行う．

この節で対象とした全解析ケースをまとめて表 4.4 に示す．ヒューズ機能付き支承およ

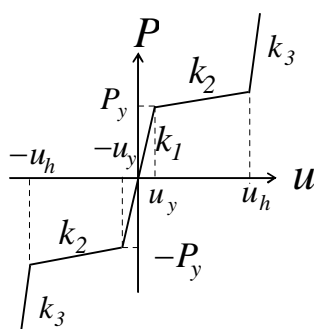


図 4.12 トリリニア履歴型非線形ばねの構成則

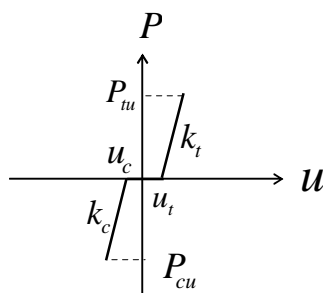


図 4.13 衝突および PC ケーブル連結構造をモデル化した非線形ばねの構成則

表 4.4 単純桁橋 3 連モデルの解析ケース

解析 ケース	支承条件		入力地震波	追加装置	使用モデル
	橋軸方向	橋軸直角方向			
t01	Fix-Mov, Fix-Mov, Fix-Mov	Fix, Fix, Fix, Fix, Fix, Fix	J R 鷹取駅	なし	等径間
t02f	Fus-Mov, Fus-Mov, Fus-Mov	Fix, Fus, Fus, Fus, Fus, Fix	J R 鷹取駅	なし	等径間
t03f	Fus-Mov, Fus-Mov, Fus-Mov	Fix, Fix, Fix, Fix, Fix, Fix	J R 鷹取駅	なし	等径間
t04fpc	Fus-Mov, Fus-Mov, Fus-Mov	Fix, Fus, Fus, Fus, Fus, Fix	J R 鷹取駅	PCケーブル	等径間
t05fbel	Fus-Mov, Fus-Mov, Fus-Mov	Fix, Fus, Fus, Fus, Fus, Fix	J R 鷹取駅	鋼製ベローズ	等径間
h05fbel	Fus-Mov, Fus-Mov, Fus-Mov	Fix, Fus, Fus, Fus, Fus, Fix	東神戸大橋	鋼製ベローズ	等径間
p05fbel	Fus-Mov, Fus-Mov, Fus-Mov	Fix, Fus, Fus, Fus, Fus, Fix	ポートアイランド	鋼製ベローズ	等径間
t05fbely1	Fus-Mov, Fus2-Mov, Fus-Mov	Fix, Fus, Fus, Fus, Fus, Fix	J R 鷹取駅	鋼製ベローズ	等径間
t05fbely2	Fus2-Mov, Fus3-Mov, Fus-Mov	Fix, Fus, Fus, Fus, Fus, Fix	J R 鷹取駅	鋼製ベローズ	等径間
t05fbely3	Fus-Mov, Fus4-Mov, Fus-Mov	Fix, Fus, Fus, Fus, Fus, Fix	J R 鷹取駅	鋼製ベローズ	等径間
t05fbely4	Fus-Mov, Fus-Mov, Fus-Mov	Fix, Fus4, Fus, Fus, Fus4, Fix	J R 鷹取駅	鋼製ベローズ	等径間
t05fbely5	Fus-Mov, Fus-Mov, Fus-Mov	Fix, Fus, Fus4, Fus4, Fus, Fix	J R 鷹取駅	鋼製ベローズ	等径間
t05fbely6	Fus-Mov, Fus-Mov, Fus-Mov	Fix, Fus, Fus5, Fus, Fus5, Fix	J R 鷹取駅	鋼製ベローズ	等径間
t12f	Fus-Mov, Fus-Mov, Fus-Mov	Fix, Fus, Fus, Fus, Fus, Fix	J R 鷹取駅	なし	不等径間
t15fbel	Fus-Mov, Fus-Mov, Fus-Mov	Fix, Fus, Fus, Fus, Fus, Fix	J R 鷹取駅	鋼製ベローズ	不等径間
t15fbely2	Fus-Mov, Fus-Mov, Fus-Mov	Fix, Fus, Fus2, Fus2, Fus, Fix	J R 鷹取駅	鋼製ベローズ	不等径間

凡例)  
 Fix: 固定  
 Mov: 可動  
 Fus: ヒューズ  
 Fus2: Fusの耐力 × 2.0  
 Fus3: Fusの耐力 × 0.7  
 Fus4: Fusの耐力 × 1.7  
 Fus5: Fusの耐力 × 1.5

ベローズ設置による  
 効果検討用  
 入力地震波比較用  
 ヒューズの切断荷重  
 のばらつきの影響  
 検討用  
 不等径間の場合の  
 桁間相対変位比較用

びベローズの有無，比較検討用の PC ケーブル連結装置の有無，入力地震波の種類，ヒューズ装置の切断荷重，ならびに桁の径間長の組合せをパラメータとしている．ケース名の最初の文字は，用いた入力地震波の種類で，t は JR 鷹取駅構内，h は東神戸大橋，および p は神戸ポートアイランドの各観測波を示す．2 番目の数字は，径間長の組合せで，0 は等径間，1 は不等径間を示す．さらに，f はヒューズ機能付き支承，pc は PC ケーブル連結装置，bel は鋼製ベローズをモデル化したケースを示す．

## ( 2 ) 地震波による影響

橋軸方向および橋軸直角方向の解析結果を，それぞれ表 4.5 および表 4.6 に示す．表中，支承の応答変位は，支承位置における桁と下部構造との相対変位である．表 4.6 では，JR 鷹取駅構内（t05fbel）の観測波による結果と比較するために，兵庫県南部地震の東神戸大橋（h05fbel）および神戸ポートアイランド（p05fbel）の各観測波を用いた解析結果も示している．鋼製ベローズの変形や橋脚変位に対し，JR 鷹取駅の結果が最も大きい応答値を与えている．したがって，以降の設計・検討においては，JR 鷹取駅の地震波を用いる．

なお，設計で着目する橋軸方向および橋軸直角方向のそれぞれについて，南北方向および東西方向の地震波，ならびにそれらを逆にして入れ替えた 2 組のうち，大きい応答値を与える地震波の組合せを採用する．さらに，これらの地震波の加速度は，発生後 10 秒までが大きく，その後は，最大値に着目するかぎり，考察に影響を及ぼさない程度に小さくなるので，本章では最初の 10 秒を計算対象とした．



表 4.5 単純桁橋 3 連モデルの橋軸方向の解析結果 (JR 鷹取観測波)

解析 ケース	応答変位(mm)								作用水平力		備考
	橋脚		支承				桁間相対変 位		橋台	橋脚	
			橋台側		橋脚側						
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min			
t01	57	-46	72	-52	45	-45	45	-43	5,062	2,814	ペローズ設置による 効果検討用
t02f	33	-37	102	-112	116	-105	38	-29	1,747	2,759	
t04fpc	33	-37	100	-110	103	-106	18	-13	1,757	2,758	
t05fbel	31	-34	93	-93	96	-92	19	-19	2,121	2,600	
t05fbelx1	40	-49	76	-106	77	-110	27	-28	2,195	2,872	ヒューズの切断荷重 のばらつきの影響 検討用
t05fbelx2	31	-34	89	-95	91	-95	19	-19	2,123	2,599	
t05fbelx3	40	-34	88	-97	90	-96	19	-19	2,124	2,599	
t12f	32	-38	66	-93	161	-190	117	-151	1,498	2,783	不等径間の場合の 桁間相対変位比較用
t15fbel	32	-37	79	-75	114	-151	90	-94	1,810	2,776	

表 4.6 単純桁橋 3 連モデルの橋軸直角方向の解析結果 (JR 鷹取, 東神戸大橋, ポートアイランド 観測波)

解析 ケース	応答変位(mm)								作用水平力		備考
	橋脚		支承				桁間相対変 位		橋台	橋脚	
			橋台側		橋脚側						
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min			
t01	242	-341	3	-2	3	-2	2	-2	4,046	2,824	ヒューズ機能付き 支承の効果検討用
t02f	111	-173	1	-1	105	-143	41	-39	1,840	2,540	
t03f	261	-372	1	-1	1	-1	1	-1	1,917	2,876	
t04fpc	111	-173	1	-1	108	-153	17	-46	1,841	2,541	ペローズ設置による 効果検討用
t05fbel	110	-171	1	-1	103	-150	31	-32	1,832	2,539	
t05fbely1	104	-176	1	-1	101	-149	52	-53	1,836	2,546	ヒューズの切断荷重 のばらつきの影響 検討用
t05fbely2	110	-172	1	-1	94	-158	31	-28	1,831	2,539	
t05fbely3	110	-172	1	-1	101	-152	31	-34	1,833	2,539	
h05fbel	49	-40	1	-1	117	0	13	-14	1,060	1,955	入力地震波比較用
p05fbel	14	-21	1	-1	4	-34	9	-6	926	1,904	
t12f	89	-145	1	-1	213	-188	189	-182	1,340	2,493	不等径間の場合の 桁間相対変位比較用
t15fbel	88	-171	1	-1	195	-187	141	-141	1,338	2,537	

### (3) 橋軸方向応答に対する効果の検討

表 4.5 において, ケース t01 は, 支承にヒューズ機能を持たせず, レベル 2 地震でも固定支承が破壊しないとした場合である. 桁の応答変位は最も小さくなるが, 橋脚の変位は大きくなり, 固定支承側の橋脚に降伏耐荷力 (2774kN) を超える大きな水平力が作用している.

ケース t02f は, 既設桁橋の現状に近いケースとした. すなわち, 固定支承はレベル 2 の地震動で破壊し, 可動支承と同じ挙動を示すものとした. 実際には, 支承が鉛直支持機能

を失ったり、支承が橋脚に突き刺さり摩擦係数が増大したりするなど、予期しない不都合が生じる可能性がある。しかし、ここではそれらを無視し、固定から可動への移行は、ヒューズ機能付き支承と同じ構成則でモデル化できるものとした。中間橋脚への橋軸方向作用力はいずれも降伏水平力以下となる半面、桁の応答変位が 100mm を超え、桁が橋台に衝突する可能性が高いことがわかる。このケースの計算結果では、橋台 A1 側のみが衝突を免れている。

ケース t04fpc は、落橋防止装置として PC ケーブルを桁と橋台、あるいは桁と桁との間に設置した場合である。PC ケーブルはその引張方向に 50mm 以上桁が変位した場合に作動するようにしている。桁間相対変位が小さくなっているほかは、PC ケーブルがないケース t02f とほぼ同じ結果となっている。PC ケーブルを用いた落橋防止装置は、桁が橋台からずれ落ちることを防ぐものであって、桁が橋台に衝突することを防ぐものではない。両桁端を橋台で挟まれた桁橋形式で、全支承が摩擦抵抗を考慮した可動の状態では、PC ケーブル連結装置の効果はほとんど発揮されないことを示唆している。

次に、本装置を設置した場合について考察する。ケース t05fbel では、ヒューズ機能付き支承と鋼製ペローズを桁と橋台あるいは桁と桁との間に設置している。PC ケーブルと本装置との相違が明瞭になっている。すなわち、エネルギー吸収による減衰効果を期待できる鋼製ペローズを設置すると、応答変位が引張側・圧縮側とも 100mm 未満となり、桁と橋台との衝突は生じていない。次に、下部構造の橋軸方向作用水平力をみると、橋台側では t04fpc よりも約 20% 増加している。橋脚側では 5% 程度低減しているが、これは、両ケースとも支承が可動になり、桁からの水平力の影響が少なくなっているためである。

2 章での検討により、3 径間や 4 径間のような多径間になると、桁間に全て同じ耐荷力を持つ鋼製ペローズを用いるのではなく、桁間ごとに耐荷力を変化させることによってエネルギー吸収を効果的に発揮できることがわかっている[4.14][4.15]。そこで、本研究でも、表 4.7 に示すように数種類の組合せで計算を行った。ケース t05fbel3 では、桁と桁との間に比較的大きな耐荷力をもつペローズを配置している。解析結果より、桁間の相対変位が小さくなり、橋台側の支承変位が大きくなる傾向にあることがわかる。t05fbel および t05fbel4 では橋台と桁との間に比較的大きな耐荷力のペローズを配置している。橋台側の変位が抑制されるとともに、桁間の相対変位も大きくなり、ペローズによるエネルギー吸収効率の向上の可能性を示している。これらの結果から、基本的な組合せ方法としては、橋台と桁との間に比較的大きな耐荷力をもつペローズを配置すればよい。特にヒューズ機能付き支承のある橋台では、ヒューズが切断するときに大きな水平力が瞬間的に作用するため、t05fbel の組合せのように、可動支承側の橋台よりもやや大きめの耐荷力をもつペローズにするのがよい。中間支点上のペローズについては、桁遊間内で衝突が生じない程度に比較的小さい耐荷力のものを設定すればよい。

本研究の設計対象は、等径間の桁としたために、桁間の地震時相対変位が出にくくなっており、その低減効果が十分に確認できていない。そこで、別途、径間長の異なるモデル

表 4.7 鋼製ペローズの橋軸方向の組合せ検討結果（JR 鷹取観測波）

解析 ケース	ペローズ降伏荷重(kN) (1主桁あたり)				応答変位(mm)								作用水平力(kN)	
					橋脚		支承				桁と桁との間 (相対変位)			
	橋台側		橋脚側											
	Bel.1	Bel.2	Bel.3	Bel.4	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	橋台	橋脚
t05fbel	130	90	65	130	31	-34	93	-93	96	-92	19	-19	2,121	2,600
t05fbel2	90	90	90	90	32	-35	97	-98	93	-91	13	-13	2,023	2,630
t05fbel3	90	130	130	90	32	-35	98	-99	90	-91	10	-10	2,029	2,614
t05fbel4	130	40	40	130	32	-35	86	-94	97	-105	26	-27	2,101	2,609

を対象に中間支点での桁間相対変位がある場合についても検討を行った．対象モデルは，幅員方向の構成は同じであるが，径間長を 25m+55m+25m と異なる構成にした．表 4.5 の t12f は，ヒューズ機能付き支承のみで，ペローズを設置しないケースを示す．掛け違い部では，100mm を超える相対変位が生じており，桁と桁とが衝突していることがわかる．t15fbel はペローズを追加したケースである．中央の径間が大きいため，掛け違い部のペローズは降伏耐荷力を 160kN とした．また橋台 A1 側のそれは 90kN，橋台 A2 側は 65kN とした．掛け違い部での相対変位は 94mm となり，桁間の相対変位の低減についても十分に効果があることがわかった．

#### （４）橋軸直角方向応答に対する効果の検討

ここでは，本装置を設置したときの橋軸直角方向の効果を検討している．

表 4.4 の t03f は，全ての支承を橋軸直角方向に固定としたケースである．t02f は，橋台部を除く中間支点橋脚部の支承を全てヒューズ機能付き支承としたケースである．表 4.6 より，橋軸直角方向の応答変位に着目した比較を図 4.14 に示す．t03f の最大（最小）変位は約 0.4m と終局変位に近い大きさになる．一方，t02f では，最大（最小）変位は 0.2m 以下になり，ヒューズ機能付き支承の効果が明瞭に表れている．ただし，橋脚への作用荷重は，2,880kN から 2,540kN 程度に若干減少する程度である．t05fbel は，t02f に鋼製ペローズを追加したケースであるが，橋脚の応答変位および作用荷重は t02f とほとんど変わらない．そこで，橋脚の橋軸直角方向の応答加速度（ $ap_i$ ）を調べてみた．図 4.15 に示すように，t03f の加速度は  $1g (=9.8m/s^2)$  以下であるが，t02f ではヒューズ装置の破断時に瞬間的に  $1.5g$  以上の加速度が橋脚に生じていることがわかる．積分の時間刻みを 1/1000 秒から 1/5000 秒まで小さくして計算を行い，数値計算上の誤差はないことを確認している．なお，本計算では，瞬時に破断が生じると仮定しているが，実際の破断は，延性破断の場合，瞬時に生じないので生じる加速度もより小さいと考えられる．この橋脚自重による慣性力とヒューズ切断直前のばね力および支承の摩擦力とが重なり，瞬時の作用ではあるが水平力の最大値が下がる原因となっている．この状況は，鋼製ペローズを設置したケ

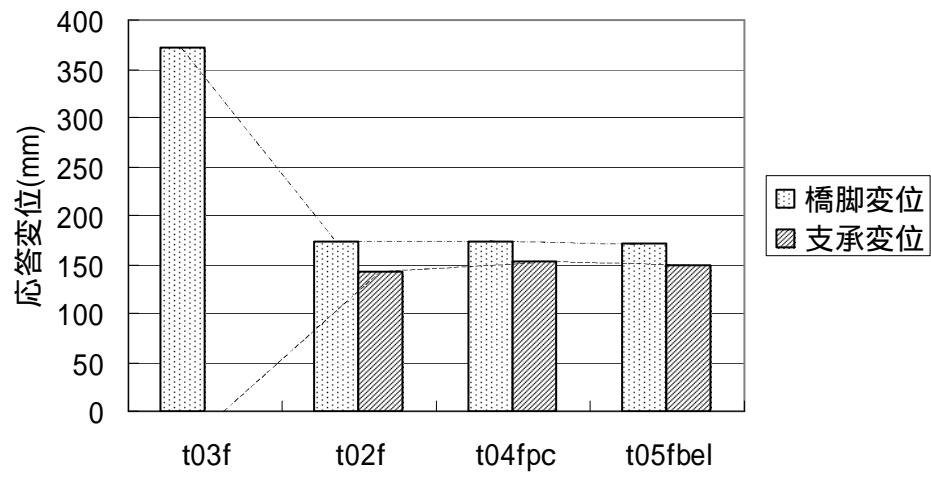
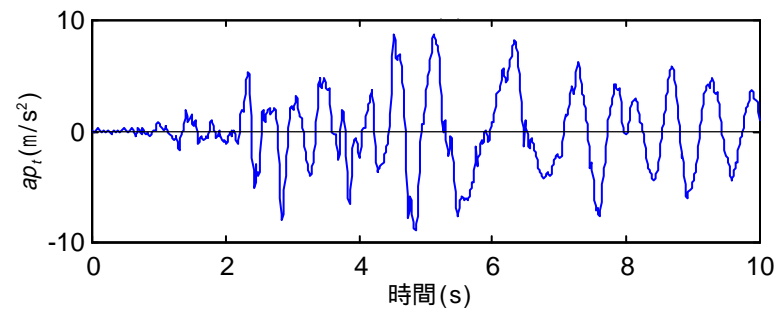
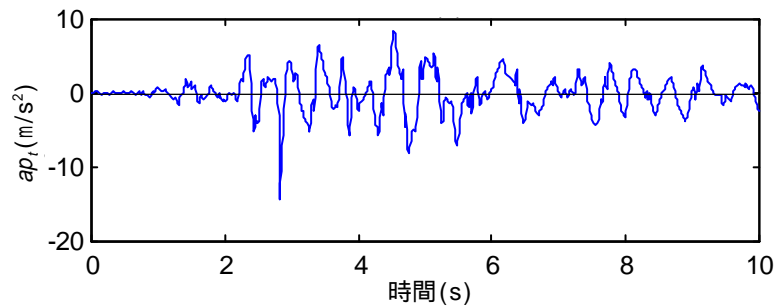


図 4.14 応答変位の比較



(a) ケース t03f



(b) ケース t02f

図 4.15 橋脚の橋軸直角方向の応答加速度の時経変化

ース (t05fbel) でも変わらなかった。

等径間の単純桁が連続するモデルでは、桁と桁との橋軸直角方向相対変位がほとんどなく、鋼製ペローズのエネルギー吸収効果が十分に発揮できない。そこで、橋軸方向の検討時と同じく径間長を変化させたモデルを用いて検討を行った。ケース t12f において、掛け違い部では、橋軸直角方向に 190mm 程度の相対変位が生じている。t15fbel はペローズを追加したケースである。掛け違い部のペローズは板厚 19mm で、高さ 1.5m の比較的大きな形状寸法とした。図 4.16 には、掛け違い部の鋼製ペローズの荷重変位曲線を示す。曲線は大きなループを描きエネルギー吸収効果が発揮されていることがわかる。しかし、相対変位については、140mm 程度に小さくなっているものの、橋軸方向のときのような大きな改善効果はみられない。

桁と橋脚との橋軸直角方向相対変位を制御する方法として、桁と桁ではなく、桁と橋脚とを直接ペローズで接続することも考えられる。しかし、変位は抑えられる反面、橋脚に作用する荷重が増大する。したがって、橋脚の強度も同時に大きくしないと、効果は発揮しにくい。また、橋脚へのあと付け方法や設置スペースの確保などに難点もある。橋軸直角方向に支承をヒューズ化すると橋脚の損傷は低減できるので、桁の過大な変位は許容し、別途、橋軸直角方向に大きく変位した上部構造を支持する鉛直支持機能のみを有する支持台を設けるなど、段差防止対策を取る方法が現実的であると考えられる。

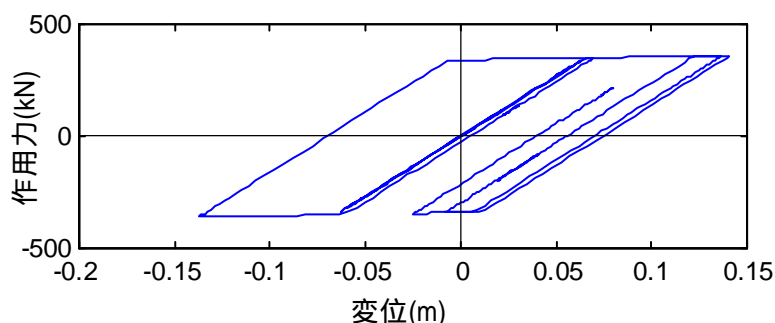


図 4.16 掛け違い部の鋼製ペローズの荷重-変位  
曲線(橋軸直角方向、ケース t15fbel)

#### (5) ヒューズ切断荷重のばらつきの影響

解析上、ヒューズ装置の耐荷力は全て目標値どおりであるとしている。しかし、現実には若干ばらつきがあるものと考えられる。ここでは、耐荷力にばらつきがあるときに対象桁橋の応答挙動にどのような影響があるか調べる。検討に際して解析ケース t05fbel を基準

にした．ケース t05fbel は，耐荷力が全て同じとしている．

まず，表 4.5 に示した橋軸方向に着目する．t05fbelx1 では，橋脚 P1 のヒューズ機能付き支承のヒューズの耐荷力を 2 倍に上げている．すると，橋脚 P1 の最大応答変位は 34mm から 49mm に増加する．また，図 4.17 に示すように，桁については橋脚 P1 上のヒューズ切断時に応答加速度が瞬時的ではあるが 2.1g 程度になり，応答変位が桁遊間の 100mm に達する．なお，掛け違い部の桁間の相対変位は，20mm 程度から 30mm 程度に増大し，掛け違い部の鋼製ペローズのエネルギー吸収量は増加すると推察される．耐荷力が上がると，切断時の応答加速度，応答変位，および作用水平力は大きくなる．しかし桁間の相対変位が大きくなることで，鋼製ペローズのエネルギー吸収量も増大する．ヒューズ装置の耐荷力は設計上の耐荷力となるように留意して製作・設置されることが望ましい．しかし，ヒューズの耐荷力のばらつきの許容限界を調べるため，ケース t05fbelx3 の解析を行った．t05fbelx3 は，ヒューズの耐荷力を 2 倍から 1.7 倍に下げたケースである．橋台側の桁の応答変位が全て 100mm 未満となり，衝突を免れている．この解析から，ヒューズの耐荷力の設計値との差が 1.7 倍程度以下であれば問題ないことがわかる．

次に，表 4.6 に示した橋軸直角方向に着目する．t05fbely1 は，両側径間の橋脚側ヒューズの耐荷力を約 1.7 倍にしたケースであるが，応答変位や作用水平力は，基準としたケース t05fbel とほとんど変わらない．また，中央径間のヒューズの耐荷力を上げたケース（t05fbely2）や，1 つ飛ばしに耐荷力を上げたケース（t05fbely3）も検討した．しかし，基準としたケース t05fbel と比較して，結果に有意な差は認められなかった．さらに，前項で用いた径間長を変化させたモデル（t15fbely2）においても，ヒューズ破断時の加速度応答が増大したものの，それほど変わらない結果となった．これは，支承への作用力が橋軸方向の 1/2 程度に分散され，ヒューズ耐荷力のばらつきの影響が橋軸方向よりも小さいことによる．

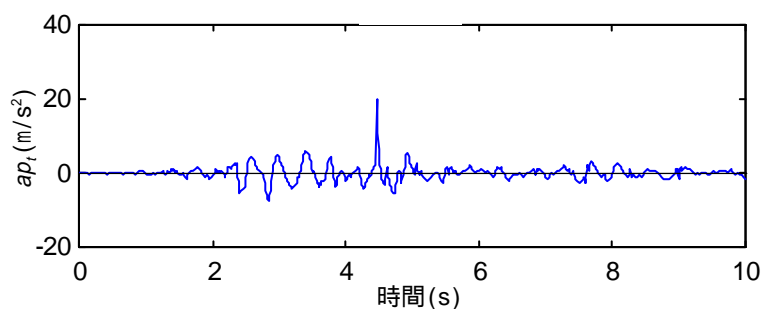


図 4.17 橋脚 P1 の応答加速度の時経変化  
(橋軸直角方向，ケース t05fbelx1)

## ( 6 ) 鋼製ベロースの点検方法について

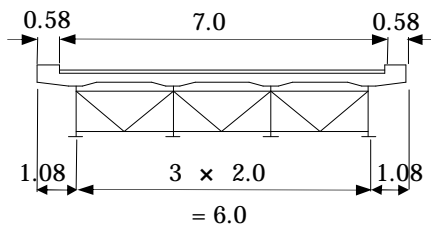
鋼製ベロースでは，疲労き裂の有無がその機能に直結するため，定期的な点検でき裂の有無を確認することが重要となる．特に地震時には極低サイクル疲労で破断する可能性があり[4.16]，地震発生後には必ず点検を行い早期に適切な処置を行う必要がある．表 4.8 には，点検項目と点検内容の要点を示す．そのほか，鋼製ベロースの機能に影響するものとして桁や橋台とのボルト接合部の強度や腐食の状況も点検する必要がある．設計時に考慮すべき点として，鋼製ベロースが桁と橋台の間，あるいは，桁と桁との間に設置されることから，点検員の通行（アクセス）を阻害しないような配慮も重要である．

表 4.8 鋼製ベロースの点検内容の要点

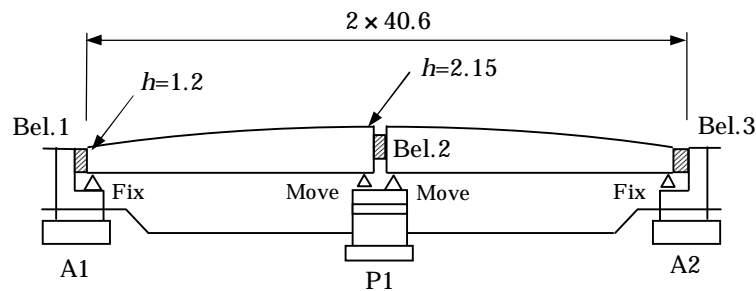
着目箇所	点検方法		
	通常 (日常的に行われる巡回)	定期 (供用後2年以内，以後5年以内)	異常時 (天災・事故発生時)
外面のき裂	目視	MT(磁粉探傷)	MT(磁粉探傷)
内面のき裂	ファイバースコープ等	AUT(自動超音波探傷)	AUT(自動超音波探傷)
ボルトの脱落	目視	たたき試験	たたき試験
塗装の割れ，錆	目視，ファイバースコープ等	目視，ファイバースコープ等	目視，ファイバースコープ等

### 4.6.活荷重による影響評価

ここでは，4.4.2 項で述べたように，本装置が活荷重（道路橋示方書の B 活荷重時の L 荷重）下での桁支点部の変形を拘束することによって既設桁橋に有害な影響を与えるかを検討する．また，鋼製ベロース自身の耐荷力に対する活荷重の影響も併せて確認する．鋼製ベロースの曲げ剛性は小さい．しかし，せん断剛性は大きいので，桁端支点に発生するせん断力がベロースを介して橋台へ伝わることが予想される．特に桁断面が小さい場合に，その影響が大きい．そこで，本検討に際して，端支点の桁高を低くしたモデルを採用した．対象としたモデルを図 4.18 に示す．主桁数，主桁間隔，および幅員はこれまでと同様であるが，桁高が 2,150mm から 1,200mm に変化する変断面桁としている．河川上の橋梁において，路面線形と計画高水位との制約から，十分に桁高を確保できない場合によくみられる構造事例である．鋼製ベロース位置から端支点までの距離（桁端部張り出し長）は，300mm，400mm，および 500mm の 3 パターンとする．このモデルについて，はり要素を用いた有限要素解析を行う．



(a)断面図



(b)側面図

図 4.18 検討対象橋梁(寸法単位:m)

#### 4.6.1 桁への影響

端支点部の回転が、鋼製ペローズによって拘束されることにより、活荷重载荷のもとで端支点付近の主桁には負曲げモーメントが作用する。端支点付近の主桁は正曲げモーメントに対して設計されているため、この負曲げモーメントに対する照査を行う必要がある。解析結果の一部である、桁端部に発生する負曲げモーメントおよびせん断力による垂直応力およびせん断応力をペローズのせん断剛性をパラメータにして図 4.19 に示す。横軸は対数表示で、ペローズのせん断剛性を示す。せん断剛性  $S_{ky}$  は次式より求めた。

$$S_{ky} = 2\kappa GHt / b_s \quad \dots \dots (4.14)$$

ここに、 $\kappa$  は有効せん断断面係数、 $G$  はせん断弾性係数、 $H$  はペローズの高さ、 $t$  はペローズの板厚、 $b_s$  はペローズの円弧に沿った軸方向長さを表している。 $\kappa$  の値はペローズの形状により変化するが、ここでは全断面有効に相当する 0.25 を用いる。対象となるペローズのせん断剛性の範囲内では、端支点上断面の下フランジに発生する垂直応力度  $\sigma_{\max}$  は  $10 \sim 50 \text{ N/mm}^2$  となる。これは、局部座屈による低減を考慮した許容応力度の 40% 程度以下である。一般的に桁端部の断面は、局部座屈を生じない程度の最低断面が確保されている



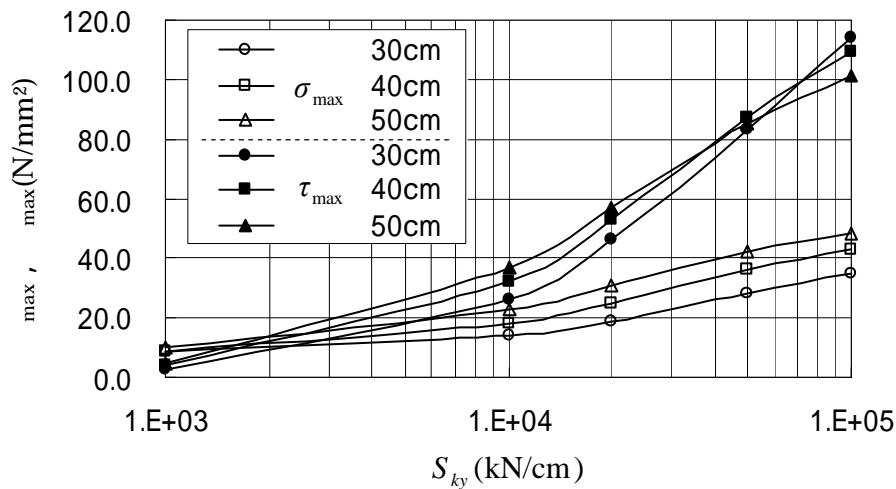


図 4.19 鋼製ペローズのせん断剛性 ( $S_{ky}$ ) と  
端支点上桁応力との関係

場合が多いため、この程度の負曲げモーメントに対して、桁断面が不足することは少ないものと考えられる。

また、せん断応力度  $\tau_{max}$  は、鋼製ペローズのせん断剛性がかなり大きく ( $1 \times 10^5 \text{ kN/cm}$ )、桁端部張り出し長が小さい (300mm) ときに、最大値  $114 \text{ N/mm}^2$  をとる。この値も許容せん断応力度 (この場合、 $\tau_a = 120 \text{ N/mm}^2$ ) 以下であり特に問題ない結果となっている。これは、桁端部張り出し長が支間長に比べ十分小さいため、鋼製ペローズ接続部での、活荷重による桁の鉛直変位が 2mm 以下と小さく、鋼製ペローズの桁に対する拘束力がそれほど大きくならないためと考える。主桁端部は十分に高いせん断剛性を有しており、補強の必要は少ないと考えられる。主桁を補強する必要がある場合には、図 4.20 に示すように主桁ウェブの補強を行うことが可能である。なお、鋼製ペローズを高さ方向に複数個に分割することは、せん断剛性を低減させる効果と可搬性の改善の 2 点から検討の価値がある。鋼製ペローズを分割することによる制震性能の変化は少ないものと考えられる。

#### 4.6.2 鋼製ペローズへの影響

解析結果から、桁端部に生じるせん断力は  $500 \sim 1,200 \text{ kN}$  となる。鋼製ペローズは、地震時の必要性能に加え、常時には、このせん断力を受けるものとして設計を行う必要がある。また、活荷重による疲労強度に対する照査については、例えば、日本道路協会の疲労設計指針[4.17]にもとづき実施することができる。すなわち、式(4.15)に示すように、溶接取り付けされた部材の溶接線方向に繰り返し応力を受ける場合の照査を行う。

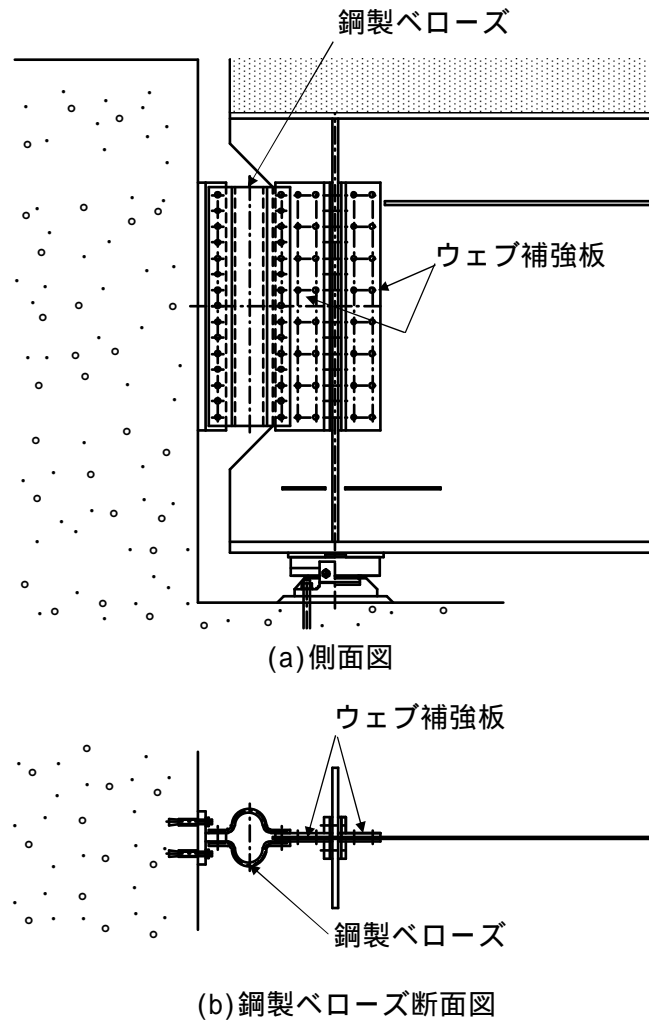


図 4.20 主桁ウェブの補強例

$$\Delta\tau_{\max} \leq \Delta\tau_{ce} \quad (= 67 \text{ N/mm}^2) \quad \dots \dots (4.15)$$

今回の対象モデルでは，鋼製ベローズのせん断剛性が  $1 \times 10^4 \text{ kN/cm}$  程度であれば， $\Delta\tau_{\max} = 60 \text{ N/mm}^2$  となり，疲労強度上問題ないことがわかる．しかし，せん断剛性が大きい ( $1 \times 10^5 \text{ kN/cm}$  程度) 場合には， $\Delta\tau_{\max} = 75 \text{ N/mm}^2$  となり，疲労を考慮した断面照査の必要性があるといえる．

回転によるベローズの橋軸方向変位については， $1.7 \text{ mm}$  以下と微小であり，ベローズの設計移動量を変更する必要はないことがわかる．

#### 4.7.まとめ

本章では、ヒューズ機能付き支承と履歴型桁連結装置である鋼製ペローズとの既設桁橋の耐震補強への適用効果について、検討した。その主な検討結果を要約すると、以下のとおりである。

- 1) 履歴型桁連結装置の設計ツールとして、著者らが開発した橋軸方向と橋軸直角方向との慣性力を同時に作用させることができるような非線形時刻歴応答解析プログラムの精度を、汎用有限要素解析ソフト結果との比較により確認した。
- 2) 履歴型桁連結装置を既設桁橋の耐震補強へ適用する際の条件の検討を行い、設置空間に起因するもの2件、既設桁橋の耐荷力に起因するもの3件、計5件の条件に要約した。
- 3) 両側に橋台を有する支間長39mの単純合成桁橋3連からなる典型的な中小支間桁橋を対象に、本装置の試設計を行い、実現性のある具体的な構造を示した。また、試設計桁橋に対して、種々の条件で時刻歴応答解析を行った結果、以下の知見を得た。
  - i) 本装置は橋軸直角方向の強地震動に対しても有効であり、震度法で設計された橋脚を補強することなく、地震時作用力を大きく低減できることを明らかにした。ただし、橋軸直角方向の支承変位が過大になるため、それに追従する支承構造とすること、および段差防止用の支持台を設けるなどの対策を取ることが必要であることがわかった。
  - ii) ヒューズ装置の耐荷力は設計上の耐荷力と等しくなるように製作・設置されることが望ましいが、極端に設計値と異なる限り現実的な影響は少ないことがわかった。
- 4) 活荷重作用下において、本装置が設置されることにより既設桁橋に及ぼす影響について有限要素解析を用いて確認した。その結果、桁については影響が少なく補強が必要な可能性は低いことがわかった。しかし、本装置については、活荷重により桁端部に生じるせん断力を考慮して疲労設計する必要があることを明らかにした。

なお、第2章および第3章で予備設計法として提案した等価線形化法による手法は、今回のようなモデルでは用いることはなかったが、高次のモデルで非線形時刻歴解析が非効率となる場合には、有効な手法として利用できる。

#### 参考文献

- [4.1] 都築昭夫，長嶋文雄，中田宏司，金子 修，大竹省吾：鋼製緩衝材の荷重変形特性に関する実験的検討，鋼構造年次論文報告集，第7巻，日本鋼構造協会，pp.9-14，1999.11.

- [4.2] 小畑 誠，栗原位充，後藤芳顯：高エネルギー吸収型耐震連結板の強度および変形特性，土木学会論文集，No.612/I-46，pp.239-249，1999.1.
- [4.3] 川島一彦，庄司 学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果，土木学会論文集，No.612/I-46，pp.129-142，1999.1.
- [4.4] 頭井 洋，大谷 修，岡本安弘：エネルギー吸収型桁連結装置としての鋼製ペローズの力学特性，鋼構造論文集，Vol.9, No.34，日本鋼構造協会，pp.77-86，2002.6.
- [4.5] 頭井 洋：エネルギー吸収型桁連結装置としての鋼製ペローズの常時および地震時の力学特性，鋼構造論文集，Vol.54, No.54，日本鋼構造協会，pp.105-120，2007.6.
- [4.6] MATLAB ユーザーズマニュアル，サイバネットシステム(株)
- [4.7] 武田寿一：鉄筋コンクリート建物の動的計算，コンクリート・ジャーナル，Vol.12, No.8，pp.33-41，1974.8.
- [4.8] 日本道路協会：道路橋支承標準設計，1993.5.
- [4.9] 日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.4.
- [4.10] 山本泰幹，稲田育朗，徳田浩一，岩崎雅紀：密閉ゴム支承の取替えに対する適用性と耐久性に関する研究，構造工学論文集，Vol.42A，土木学会，pp.891-900，1996.3.
- [4.11] 秋谷由則，小松和憲，永井敏彦，西川隆博，川崎嘉則：上部工耐震補強工事の設計と施工～福岡北九州高速道路公社上部工耐震補強工事について～，川田技報，Vol.24，pp.44-49，2005.
- [4.12] 松村政秀，吉田雅彦，坂井田 実，北田俊行，森田征樹：縮小模型によるスリット型サイドブロックの破断特性の検証，第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.191-196，2005.2.
- [4.13] 近藤益央，運上茂樹，大住道生，久保茂己：免震橋梁に適用する変位吸収システムの実施例 天野川高架橋，免震・制震コロキウム講演論文集，Vol.2，土木学会，pp.217-224，2000.11.
- [4.14] 頭井 洋，中野将志，大谷 修，岡本安弘：単純鋼桁・橋脚系のエネルギー吸収型落橋防止構造に関する一検討，鋼構造論文集，Vol.6, No.24，日本鋼構造協会，pp.55-64，1999.12.
- [4.15] 頭井 洋，中野将志，大谷 修，岡本安弘：単純鋼桁・橋脚系の鋼製ペローズを用いたエネルギー吸収型落橋防止構造の等価線形化法による設計法，鋼構造論文集，Vol.7, No.28，日本鋼構造協会，pp.33-44，2000.12.
- [4.16] 田中賢太郎，頭井 洋，北田俊行，松村政秀：橋軸直角方向の性能も考慮したエネルギー吸収型桁連結装置の制震効果について，鋼構造論文集，Vol.12, No.48，日本鋼構造協会，pp.77-88，2005.
- [4.17] 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.4.

## 第 5 章 結論

制震機能と落橋防止機能とを有する鋼製ベローズを考案し，単純桁橋および連続桁橋の主に橋軸方向地震動に対する適用性を検討した．また，既設桁橋の耐震補強への適用上の問題点についても，橋軸直角方向の地震時挙動も含めて整理し検討した．

本論文は 5 章より構成されており，各章ごとに得られた主な結論を要約すると，以下のとおりである．

1．第 2 章では，単純支持桁橋を連続支持する鋼製橋脚モデルに対し，鋼製ベローズとヒューズ機能付き支承との組合せによる応答変位制御効果，および橋脚への作用地震力低減効果について有限要素法による地震応答解析によって検討した．その結果得られた知見は，以下のとおりである．

- (1) 高剛性橋台に挟まれた 2 径間，3 径間，および 4 径間の単純支持桁橋・鋼製橋脚モデルの橋軸方向地震動に関し，支承を破断させた後も，鋼製ベローズによるエネルギー吸収効果により，上部構造に生じる水平変位を伸縮継手で吸収可能な 10cm～15cm に抑えられること，橋脚に作用する水平地震力を大きく低減できることを確認した．支承をヒューズメンバーとし，落橋防止を兼ねる鋼製ベローズを用いる方法は，強地震動に対する耐震補強設計の有効な手段になりうるということが明らかになった．
- (2) 3 径間や 4 径間のような多径間桁橋になると，同じ耐荷力の鋼製ベローズを用いるのではなく，振動単位ごとに，耐荷力の異なる鋼製ベローズを設置する方が効果的となることがわかった．

また，等価線形化解析法に基づく応答スペクトル解析による予備設計手法を提案し，その妥当性を非線形時刻歴応答解析により検討した．得られた知見は，以下のとおりである．

- (3) 高剛性橋台に挟まれた 2 径間，3 径間，および 4 径間の単純支持桁橋・鋼製橋脚モデルの橋軸方向地震時挙動に関し，応答スペクトル解析は安全側の値を与え，鋼製ベローズの最適な耐荷力の組合せを決定する有効な手段になりうるということがわかった．

2．第 3 章では，履歴型桁連結装置を地震時水平力分散型の支承を有する鋼 3 径間連続桁橋の耐震補強に適用し，その有効性を検討した．また，上部構造を一本のはりで置換し，橋軸方向および橋軸直角方向の応答スペクトル解析と時刻歴応答解析を行った．その結果得られた知見は，以下のとおりである．

- (1) 両端の橋台部に降伏耐力が両端合計で上部構造全死荷重の 20% 強（震度法レベルで設計された単柱橋脚については、30% 弱）の鋼製ベローズを桁連結装置として用いることによって、上部構造や橋脚に生じる水平変位を抑えることができ、橋脚に伝わる地震力も低減できることが明らかになった。
- (2) 橋台の支承部においてせん断ブロック等により橋軸直角方向変位を固定した場合、レベル 2 の強地震動に対し、震度法レベルで設計された単柱橋脚には、塑性変位を少し超えた程度の変位しか生じなかった。また、それ以外の橋脚には、塑性変形は生じなかった。したがって、橋台部で橋軸直角方向変位を固定した場合には、橋軸直角方向専用の減衰装置としての鋼製ベローズは不要であることがわかった。
- (3) 橋軸直角方向地震動に対し橋台部で支承の損傷を許すと、橋台部での上部構造変位により、伸縮継手部は損傷し、中間橋脚にも塑性変形が生じることがわかった。
- (4) 橋軸直角方向レベル 2 地震動に対して、橋台において橋軸直角方向の変位を許さない支承構造とした場合、橋軸直角方向を可動にする場合よりも大きな水平反力が生じる。このときは、橋台の強度検討が必要になることがわかった。

3. 第 4 章では、ヒューズ機能付き支承と履歴型桁連結装置である鋼製ベローズの既設桁橋の耐震補強への適用効果について検討した。得られた知見は、以下のとおりである。

- (1) 履歴型桁連結装置の設計ツールとして、橋軸方向と橋軸直角方向との慣性力を同時に作用させることができる非線形時刻歴応答解析プログラムを開発し、汎用有限要素解析ソフトとの比較により適用性を確認した。
- (2) 履歴型桁連結装置を既設桁橋の耐震補強へ適用する際の条件の検討を行い、設置空間に関するもの 2 件、既設桁橋の耐荷力に関するもの 3 件、計 5 件の条件に要約した。
- (3) 両側に橋台を有する支間長 39m の単純合成桁橋 3 連からなる典型的な中小支間桁橋を対象に、試設計を行い、具体的構造を示した。また、試設計桁橋に対して、時刻歴応答解析を行い、得られた結果は以下である。
  - 1) 本装置は橋軸直角方向の強地震動に対しても有効であり、震度法で設計された橋脚を補強することなく、地震時作用力を大きく低減できることがわかった。ただし、橋軸直角方向の支承変位が過大になるため、それに追従する支承構造とすること、および段差防止用の支持台を設けるなどの対策を取ることが必要であることがわかった。
  - 2) ヒューズ機能付き支承のヒューズ装置の耐荷力は、設計上の耐荷力と等しくなるように製作・設置されることが望ましいが、実際の切断荷重は設計値から多少ばらつき、切断後の挙動に対する影響が懸念された。しかし、切断荷重が極端に設計値と異ならない限り現実的な影響は少ないことがわかった。
- (4) 活荷重作用下において、本装置が設置されることにより既設桁橋に及ぼす影響について

有限要素解析を用いて確認した。その結果、桁については影響が少なく補強の必要性は低いことがわかった。しかし、本装置については、活荷重により桁端部に生じるせん断力を考慮して疲労設計する必要があることがわかった。

## 謝 辞

本研究を遂行するにあたり，終始懇切なる御指導と御鞭撻を賜りました大阪市立大学大学院の北田俊行教授には衷心より謝意を表します．また，筆者の研究活動のきっかけを作っていたいた摂南大学の頭井洋教授には，終始多くのご教示，ご助言を賜りましたことに，厚く感謝いたします．そして，大阪市立大学大学院の大内一教授，谷池義人教授，ならびに松村政秀講師には，本論文をまとめるにあたり，種々の貴重な御助言を賜りましたことに，厚く御礼を申し上げます．

本研究を暖かく見守っていただきました（株）神戸製鋼所の杉井謙一博士（現，サムソン物産），大谷 修氏（現，コベルコ科研），山口邦彦博士（現，退職），沼田 克氏，濱崎義弘博士，および中川知和博士をはじめ，同社の方々には心より感謝いたします．

最後に，本論文の作成を時に励まし，支えてくれた家族に感謝します．



## 本研究に関する著者の公表論文

1. 頭井 洋，中野将志，大谷 修，岡本安弘：単純鋼桁・橋脚系のエネルギー吸収型落橋防止構造に関する一検討，鋼構造論文集，Vol.6, No.24，日本鋼構造協会，pp.55～64，1999年12月.
2. 頭井 洋，中野将志，大谷 修，岡本安弘：単純鋼桁・橋脚系の鋼製ベローズを用いたエネルギー吸収型落橋防止構造の等価線形化法による設計法，鋼構造論文集，Vol.7, No.28，日本鋼構造協会，pp.33～44，2000年12月.
3. 頭井 洋，濱野涼子，大谷 修，岡本安弘：エネルギー吸収型桁連結装置の鋼連続桁橋への適用，鋼構造論文集，Vol.8, No.31，日本鋼構造協会，pp.107～117，2001年9月.
4. 頭井 洋，大谷 修，岡本安弘：エネルギー吸収型桁連結装置としての鋼製ベローズの力学特性，鋼構造論文集，Vol.9, No.34，日本鋼構造協会，pp.77～86，2002年6月.
5. Zui, H., Ohtani, O., Okamoto, Y. and Namita, Y. : Application of energy absorbing connectors to steel girder bridges, CD-ROM of IABSE Symposium, Melbourne, 11-13 September, 2002.
6. 岡本安弘，頭井 洋，北田俊行：エネルギー吸収型桁連結装置の既設桁橋の耐震補強への適用，鋼構造論文集，Vol.15, No.57，日本鋼構造協会，pp.71～86，2008年4月.

# Application by Energy Absorbing Connectors to Seismic Retrofitting of Existing Girder Bridges

## Contents

Notation, terminology and abbreviation

1. Introduction .....	1
1.1 Background of research .....	1
1.2 Other researches .....	2
1.3 Purpose and Summary .....	3
References .....	7
2. Application of energy absorbing connectors to simply supported steel girders .....	8
2.1 Introduction .....	8
2.2 Finite element analysis modeling .....	10
2.3 Nonlinear analysis for mechanical characteristics of steel bellows .....	13
2.4 Dynamic response analyses .....	15
2.4.1 Analytical modeling and conditions .....	15
2.4.2 Response analysis in case of two-span model using usual fixed bearings .....	16
2.4.3 Response analysis in case of two-span model using steel bellows .....	16
2.4.4 Response analysis in case of three-span model using steel bellows .....	18
2.4.5 Response analysis in case of four-span model using steel bellows .....	21
2.5 Preliminary design method using equivalent linear method .....	23
2.5.1 Superstructure modeling .....	23
2.5.2 Finite element analysis modeling .....	23
2.5.3 Response spectrum analysis .....	28
2.5.4 Time-history analysis .....	33
2.6 Conclusions .....	41
References .....	42
3. Application of energy absorbing connectors to steel continuous girders .....	43
3.1 Introduction .....	44
3.2 Analytical modeling and calculation methods .....	44
3.2.1 Analytical model under consideration .....	44
3.2.2 Finite element analysis modeling .....	46

3.2.3	Response spectrum analysis modeling .....	47
3.3	Response spectrum analysis .....	48
3.3.1	Longitudinal performance .....	48
3.3.2	Transverse performance .....	50
3.4	Time-history analysis.....	52
3.4.1	Longitudinal performance .....	52
3.4.2	Transverse performance .....	55
3.5	Conclusions .....	60
	References .....	63
4.	Application of energy absorbing connectors to existing girder bridges .....	64
4.1	Introduction .....	64
4.2	Overview of energy absorbing connectors and objective bridges .....	64
4.3	Design method of steel bellows .....	65
4.3.1	Bearings with fuse performance .....	65
4.3.2	Steel bellows .....	67
4.3.3	Whole bridge system .....	68
4.4	Conditions for applying steel bellows to existing girder bridges .....	72
4.4.1	Condition on installation space of devices .....	72
4.4.2	Condition on load carrying capacity of existing girder bridges .....	74
4.5	Trial design of devices .....	75
4.5.1	Trial design of bearings with fuse performance .....	75
4.5.2	Trial design of steel bellows .....	78
4.5.3	Trial design by using non-linear time-history analysis .....	81
4.6	Evaluation of influence of live loads on existing bridge girders with steel bellows .....	90
4.6.1	Influence on girders .....	91
4.6.2	Influence on steel bellows .....	92
4.7	Conclusions .....	94
	References .....	94
5.	Conclusions.....	96
	Acknowledgements.....	99
	Author's papers concerning this research field.....	100

## **Application of Energy Absorbing Connectors to Seismic Retrofitting of Existing Girder Bridges**

The effects of energy dissipation devices have been investigated after the revision of Japanese Specifications for Highway Bridges (JSHB) in 1996, soon after the Hyogoken Nanbu Earthquake in 1995. This research proposes to apply a new type of seismic device consisting of steel bellows as energy absorbing connectors and bearings with fuse performance to a system composing of steel girders and piers. The bearings of a girder bridge under consideration are intentionally collapsed as fuse members against a strong earthquake in order to decrease the seismic force acting to the piers. After the collapse of the bearings, the inertia force and response displacement of the girders is restrained by the energy absorption due to the plastic deformation of the steel bellows.

**Chapter 1** describes the state of the art on this research field, the purposes of this research and the summary of the thesis.

**Chapter 2** deals with the effect of the devices in the longitudinal seismic behavior of the simply supported steel girder bridge models supported by the steel piers at the interior supports and the abutments at the both ends supports. The results obtained by the investigation show that the devices can control the response displacement of the girders within the movable space of the expansion joints and decrease the seismic force to be acted to the piers. The preliminary design method to determine the optimum dimensions of the steel bellows is proposed by use of the equivalent linear method based on the response spectrum analysis.

**Chapter 3** describes the effect of the devices on the seismic performance of the continuous girder bridge models supported by rubber bearings on the interior RC piers and abutments. The bridge girders have possibility to collide with abutments or the neighboring girders, because these bridges have long natural oscillation period and their response displacement become large. It is shown from the numerical calculations that the response displacement of the girders and the piers is decreased by installing the steel bellows between both ends of the girders and abutments as bridge restrainers. The devices can also decrease the seismic force to be acted to the piers. The response behavior of the bridge models subjected to the transverse seismic waves is also investigated in order to confirm the effectiveness of the steel bellows in the direction perpendicular to the bridge axis.

**Chapter 4** deals with practical problems necessary to apply the devices to existing steel bridge girders by carrying out a trial design. Firstly is explained a numerical simulation method used to estimate the seismic behavior of a bridge system under consideration. Secondly, a trial design is carried out to prove whether these devices are likely to be realized. It is confirmed that the effect of the unsuitable arrangement of steel bellows, unevenness in collapse forces of fuse members and the difference of seismic waves used for the dynamic response analysis on the seismic performance of the trial bridge to be improved by the devices is not serious. Furthermore is examined the influence of the devices on the ordinary performance of steel girders subjected to live loads, and the influence of live loads on the ordinary performance of the devices. As a result, the devices are effective to improve not only the transverse seismic performance but also the longitudinal seismic performance of the trial steel girder bridge under consideration. It is concluded that it is possible to keep sufficient seismic performance of

existing girder bridges against the Level 2 earthquakes in JSHB without any other strengthening by installing the devices to connect the ends of the girders and the tops of the piers designed elastically against the Level 1 earthquakes specified in JAHB.

**Chapter 5** describes main conclusions in this research.